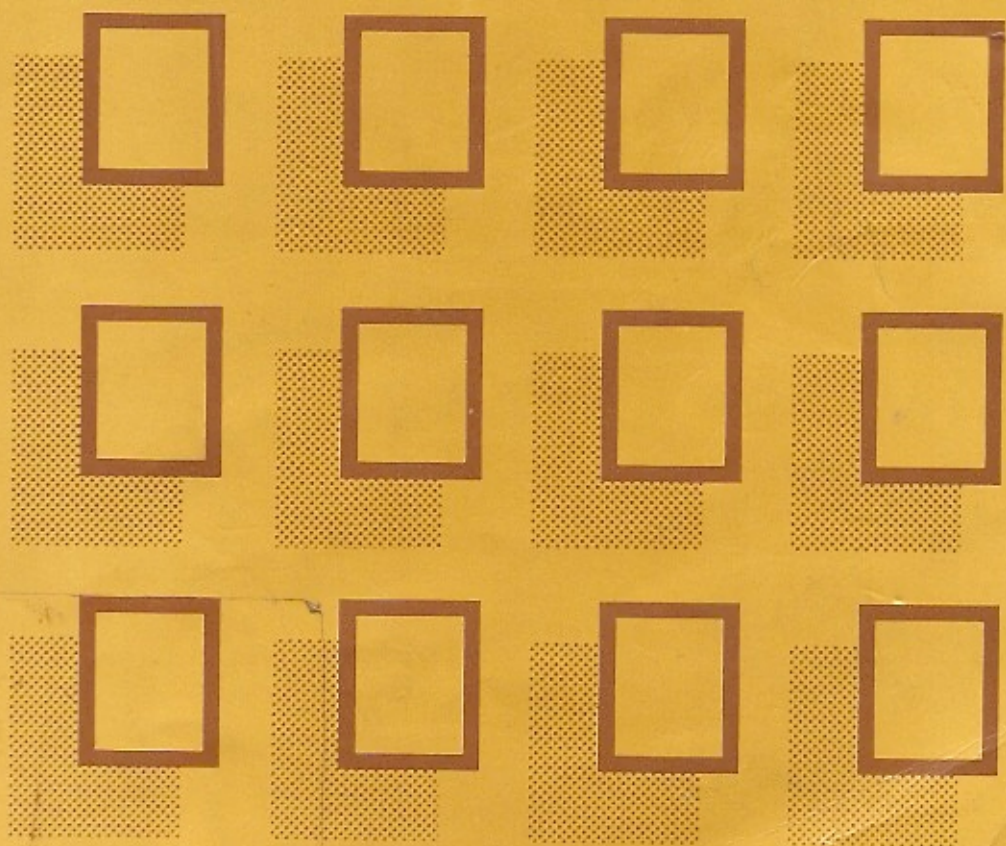


Mario Paolo Petrangeli

Progettazione e costruzione di ponti

con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti

IV edizione



MASSON

AFIC

2

LE

Progettazione e costruzione di ponti

con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti

A 29259661

PROGETTAZIONE E
COSTRUZIONE DI
PONTI 4^{ED.}
MARIO P.
PETRANGELI

IRASSON S.P.A.
MILANO

S 00000335

H 7572

Mario Paolo Petrangeli

*Facoltà di Ingegneria
Università degli Studi "La Sapienza" - Roma*

Progettazione e costruzione di ponti

con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti

IV edizione

(21 32122)

644.15
727.98

ISTITUTO UNIVERSITARIO ARCHITETTURA

— V E N E Z I A —

AREA SERVIZI BIBLIOGRAFICI E DOCUMENTALI

BIBLIOTECA CENTRALE

INV

93158

MASSON

1997

Masson S.p.A.
Masson S.A.
Masson S.A.

Via F.lli Bressan 2, 20126 Milano
120, Bd Saint-Germain, 75280 Paris Cedex 06
Calle Ronda General Mitre, 149 - Barcelona 08022

Tutte le copie devono portare il contrassegno della SIAE

© Masson S.p.A. - Milano
1977 - Prima edizione
1982 - Seconda edizione
1993 - Terza edizione
1998 - Quarta edizione
Prima ed. 1977

PRESENTAZIONE

Nel 1976, quando fui richiamato a svolgere il corso di Costruzione di Ponti presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma, ritenni mio dovere fornire agli studenti, sotto forma di un libro di appunti, una traccia delle lezioni che andavo svolgendo.

Quegli appunti mettevano a frutto gli insegnamenti che avevo avuto la fortuna di ricevere dai miei due Maestri: Giulio Ceradini e lo scomparso Riccardo Morandi.

Al primo devo la convinzione che la teoria deve trarre alimento dal mondo del lavoro se non vuole rimanere sterile esercizio intellettuale; al secondo la coscienza che l'intuizione del Progettista non può prescindere dalle conoscenze sempre più approfondite di chi si occupa di questioni teoriche al fine di comprendere meglio la realtà fisica.

Nel corso degli anni successivi ho avuto modo di constatare, con soddisfazione, la giustezza di questi insegnamenti: la diffusione del testo andava oltre l'ambito strettamente didattico del mio corso, trovando riscontri positivi anche nel mondo professionale e imprenditoriale.

Questa convinzione mi ha aiutato ad affrontare il compito, non facile, di una revisione del testo che è stato più volte rielaborato con l'aggiunta di argomenti orientati sia verso la teoria che verso gli aspetti più specificatamente progettuali e costruttivi.

In questa quarta edizione ho ritenuto opportuno introdurre alcuni cenni sulle patologie più frequenti delle opere esistenti e sulle tecniche diagnostiche per rilevarle. Ciò perché l'età e il numero dei ponti in esercizio sono tali per cui l'impegno tecnico-economico necessario per conservare queste opere sarà in Italia (e in tutti i Paesi industrializzati) paragonabile, se non addirittura superiore, a quello necessario per le nuove costruzioni.

Peraltro il rapido evolversi dei mezzi di calcolo, delle tecnologie costruttive e delle numerose attività relative alla gestione delle opere d'arte, fanno sì che, in una materia di sintesi quale quella qui trattata, siano inevitabili lacune o imperfezioni per le quali chiedo anticipatamente scusa al Lettore.

MARIO PAOLO PETRANGELI

Roma, ottobre 1996

INDICE

PRESENTAZIONE	V
CAPITOLO 1 - Considerazioni generali	1
1.1 - Introduzione	1
1.2 - Classificazione - Vincoli progettuali	4
1.2.1 - <i>Sulla base dell'ostacolo sovrappassato</i>	4
1.2.1.1. - Ponti (4). 1.2.1.2 - Viadotti (7). 1.2.1.3 - Sovrapassaggi e sottopassaggi (9). 1.2.1.4 - Strade o Ferrovie sopraelevate (10).	10
1.2.2 - <i>Sulla base della via servita</i>	10
1.2.2.1 - Ponti stradali di 1° categoria (10). 1.2.2.2 - Ponti stradali di 2° categoria (10). 1.2.2.3 - Passerelle pedonali (10). 1.2.2.4 - Ponti ferroviari (10). 1.2.2.5 - Ponti canale (10).	11
1.2.3 - <i>Sulla base del materiale impiegato</i>	11
1.2.4 - <i>Sulla base dello schema statico</i>	11
1.2.4.1. - Ponti a travata (11). 1.2.4.2 - Ponti ad arco (14). 1.2.4.3 - Ponti a telaio (19). 1.2.4.4 - Ponti strallati (19). 1.2.4.5 - Ponti sospesi (19). 1.2.4.6 - Ponti collaboranti arco - trave (24).	24
1.3 - Considerazione sulle luci dei ponti	24
1.3.1 - <i>Luci limite</i>	26
1.3.2 - <i>Valutazione di massima dei costi</i>	27
Bibliografia	29
CAPITOLO 2 - Le azioni sui ponti	29
2.1 - Premessa	30
2.2 - Azioni permanenti	30
2.2.1 - <i>Peso proprio della struttura</i>	31
2.2.2 - <i>Sovraccarico permanente</i>	32
2.2.3 - <i>Spinta dei rilevati di accesso, sottospinte idrauliche ecc.</i>	32
2.3 - Azioni legate al transito del carico utile	32
2.3.1 - <i>Sovraccarico accidentale</i>	33
2.3.2 - <i>Effetti dinamici del sovraccarico accidentale</i>	36
2.3.3 - <i>Le forze di frenatura (o di accelerazione) e centrifuga</i>	37
2.3.4 - <i>Azioni sui parapetti e sui sicurvia</i>	37
2.4 - Azioni dovute al vento	38
2.5 - Azioni senza forze esterne	38
2.5.1 - <i>Coazioni impresse - Cedimenti di vincoli</i>	38
2.5.2 - <i>Effetti termici</i>	39

2.5.2.1 - Andamento delle temperature nelle sezioni di impalcato (39).	2.5.2.2 - Sollecitazioni termiche longitudinali (40).	2.5.2.3 - Sollecitazioni termiche trasversali (47).	2.5.2.4 - Altri casi di variazioni termiche differenziali (48).	2.5.2.5 - Effetti della fessurazione del calcestruzzo (49).
2.5.3 - <i>Attrito nei vincoli</i>				49
2.6 - Azioni dovute all'ostacolo sovrappassato				49
2.6.1 - <i>Azioni idrodinamiche</i>				49
2.6.2 - <i>Spinta del ghiaccio</i>				51
2.6.3 - <i>Urto di mezzi o di natanti</i>				51
2.6.4 - <i>Movimenti franosi</i>				52
2.7 - Azioni sismiche				52
2.8 - Criteri di verifica				54
2.9 - Richiami sulla fatica				55
2.9.1 - <i>Aspetti generali</i>				55
2.9.2 - <i>Il caso di tensioni cicliche</i>				56
Bibliografia				61
CAPITOLO 3 - Gli effetti del ritiro e della viscosità				63
3.1 - Introduzione				63
3.2 - Il comportamento dei materiali nel tempo				63
3.2.1 - <i>Il ritiro del calcestruzzo</i>				63
3.2.2 - <i>La viscosità del calcestruzzo</i>				65
3.2.2.1 - Il caso di carichi costanti (65).	3.2.2.2 - Il caso di carichi variabili: il coefficiente di invecchiamento (68).			
3.2.3 - <i>Rilassamento dell'acciaio</i>				70
3.3 - Metodi di analisi				72
3.3.1 - <i>Il metodo del modulo ridotto (MMR)</i>				72
3.3.2 - <i>Il metodo del modulo ridotto modificato (MMRM)</i>				72
3.3.3 - <i>Il metodo di Dischinger (MD)</i>				73
3.3.4 - <i>Il metodo di Dischinger modificato (MDM)</i>				74
3.3.5 - <i>Il metodo dell'analisi al passo o per sovrapposizione (SPP)</i>				75
3.4 - Il comportamento delle sezioni nel tempo				76
3.4.1 - <i>Premessa</i>				76
3.4.2 - <i>Sezione simmetrica caricata assialmente</i>				76
3.4.2.1 - Analisi con il MMR (77).	3.4.2.2 - Analisi con il MMRM (77).	3.4.2.3 - Analisi con il MD (77).	3.4.2.4 - Analisi con il MDM (78).	3.4.2.5 - Confronto tra i metodi (79).
3.4.3 - <i>Sezione presso - inflessa</i>				80
3.5 - Il comportamento delle strutture nel tempo				86
3.5.1 - <i>Generalità</i>				86
3.5.2 - <i>Strutture a cui viene variato lo schema statico</i>				87
3.5.2.1 - Sezioni prive di armature (87).	3.5.2.2 - Sezioni armate (91).			
3.5.3 - <i>Strutture soggette a spostamenti impressi</i>				91
Bibliografia				94
CAPITOLO 4 - Linee e superfici di influenza				95
4.1 - Linee di influenza - Definizione				95

4.2 - Cenni di teoria sulle L.D.I	96
4.3 - Uso delle linee di influenza	97
4.3.1 - <i>Carico concentrato isolato</i>	97
4.3.2 - <i>Treno di carichi concentrati</i>	97
4.3.3 - <i>Carico ripartito</i>	98
4.4 - Tracciamento delle linee di influenza	100
4.4.1 - <i>Metodo diretto</i>	100
4.4.1.1 - Trave semplicemente appoggiata (100). 4.4.1.2 - Mensola (101).	
4.4.1.3 - Trave incastrata ad un estremo e semplicemente appoggiata all'altro (a sezione costante) (101).	
4.4.2 - <i>Metodo indiretto</i>	102
4.4.2.1 - L.d.i. delle caratteristiche di sollecitazione (teorema di Land-Colonnetti) (103). 4.4.2.2 - L.d.i. degli spostamenti (107).	
4.4.3 - <i>Calcolo automatico delle L.d.i.</i>	108
4.5 - Carichi indiretti	110
4.6 - I diagrammi dei massimi e minimi	111
4.7 - Superfici di influenza: definizione e modalità di impiego	112
4.8 - Cenni teoria sulle S.D.I	116
Bibliografia	123
 CAPITOLO 5 - Calcolo degli effetti locali	125
5.1 - Impostazione del problema	125
5.2 - Le piastre in c.a.	128
5.2.1 - <i>L'importanza del carico</i>	128
5.2.2 - <i>Modelli di calcolo</i>	129
5.3 - Le piastre ortotrope	138
5.3.1 - <i>Generalità</i>	138
5.3.2 - <i>Principali tipi di piastra ortotropa attualmente in uso per i ponti metallici</i>	139
5.3.3 - <i>Cenni di calcolo</i>	141
5.3.3.1 - Definizione del problema (141). 5.3.3.2 - Le sollecitazioni nella piastra ortotropa (stato II) (144).	
Bibliografia	148
 CAPITOLO 6 - Impalcati a graticcio	149
6.1 - Generalità	149
6.2 - Schematizzazione di calcolo	149
6.3 - La ripartizione trasversale dei carichi	152
6.3.1 - <i>Definizione del problema</i>	152
6.3.2 - <i>Fattori che influenzano la ripartizione trasversale</i>	153
6.3.3 - <i>Graticci con trasversi infinitamente rigidi</i>	154
6.3.3.1 - Validità dell'ipotesi (154). 6.3.3.2 - Il calcolo dei coefficienti (156). 6.3.3.3 - Influenza reciproca di più trasversi (158). 6.3.3.4 - Il metodo degli infiniti trasversi infinitamente rigidi (159). 6.3.3.5 - Il metodo di Engesser (159). 6.3.3.6 - Le sollecitazioni nei trasversi (160).	
6.4 - Il metodo di Guyon - Massonnet - Bares	162
6.4.1 - <i>Ipotesi</i>	162
6.4.2 - <i>Cenni di teoria</i>	164

6.4.3 - <i>L'uso delle tabelle</i>	166
6.4.4 - <i>Osservazioni</i>	169
6.4.5 - <i>Esempio</i>	170
6.5 - <i>I graticci obliqui</i>	178
Bibliografia	180
CAPITOLO 7 - I ponti a cassone	181
7.1 - <i>Generalità</i>	181
7.2 - <i>Modellazione della struttura</i>	183
7.3 - <i>Calcolo a volta scatolare con piastre continue</i>	185
7.4 - <i>Il metodo delle "striscie finite"</i>	190
7.5 - <i>Calcolo approssimato dei cassoni unicellulari</i>	190
7.6 - <i>Calcolo approssimato dei cassoni pluricellulari</i>	196
7.7 - <i>Solettoni alleggeriti</i>	201
7.8 - <i>Cassoni unicellulari interconnessi</i>	202
7.8.1 - <i>Collegamenti con trasversi</i>	202
7.8.2 - <i>Collegamento con sola soletta</i>	205
7.8.3 - <i>Cassoncini accostati</i>	207
Bibliografia	211
CAPITOLO 8 - Le travate reticolari	213
8.1 - <i>Generalità</i>	213
8.2 - <i>Tipologia</i>	214
8.3 - <i>Cenni di calcolo</i>	216
8.4 - <i>Le strutture di controventamento</i>	219
8.5 - <i>Linee di influenza per le travi reticolari</i>	222
Bibliografia	225
CAPITOLO 9 - Metodi di costruzione degli impalcati in C.A.P.	227
9.1 - <i>Generalità</i>	227
9.2 - <i>Modalità costruttive e fenomeni lenti</i>	235
9.3 - <i>La costruzione per campate successive</i>	236
9.3.1 - <i>Le travate appoggiate</i>	236
9.3.2 - <i>Le travate continue</i>	238
9.4 - <i>La costruzione a sbalzo per conci</i>	240
9.4.1 - <i>Tecniche costruttive</i>	240
9.4.2 - <i>Schema statico finale</i>	242
9.4.3 - <i>Scelta della sezione trasversale</i>	243
9.4.4 - <i>Criteri di calcolo</i>	244
9.4.5 - <i>Problemi geometrici</i>	245
9.4.6 - <i>I giunti tra conci prefabbricati</i>	246
9.5 - <i>La costruzione "a spinta"</i>	247
Bibliografia	248
CAPITOLO 10 - Apparecchi di appoggio e dispositivi antisismici	249
10.1 - <i>Premessa</i>	249
10.2 - <i>Gli apparecchi di appoggio</i>	249
10.2.1 - <i>Definizione e requisiti di sicurezza</i>	249

10.2.2 - <i>Gli spostamenti</i>	251
10.2.3 - <i>Classificazione degli apparecchi di appoggio</i>	254
10.2.3.1 - Gli appoggi in gomma (254).	
10.2.3.2 - Gli apparecchi in acciaio (255).	
10.2.3.3. - Gli appoggi in acciaio e PTFE (257).	
10.3 - Dispositivi antisismici	258
10.3.1 - <i>Definizione e requisiti di sicurezza</i>	258
10.3.2 - <i>Dispositivi reagenti a forze impulsive</i>	259
10.3.3 - <i>Dispositivi a comportamento prevalentemente elastico</i>	261
10.3.4 - <i>Dispositivi a comportamento elastoplastico</i>	263
Bibliografia	267
 CAPITOLO 11 - Le pile dei ponti a travata	269
11.1 - Generalità	269
11.2 - Le casseforme rampanti	269
11.3 - Le verifiche in esercizio	272
11.4 - Le pile snelle	275
11.5 - Le verifiche in fase di sisma	278
11.5.1 - <i>Premessa</i>	278
11.5.2 - <i>Analisi dinamica lineare approssimata</i>	279
11.5.3 - <i>Effetti idrodinamici</i>	284
11.5.4 - <i>Influenza delle caratteristiche del terreno di fondazione in fase di sisma</i>	286
11.5.5 - <i>La duttilità delle pile</i>	289
11.5.5.1 - Aspetti generali (289).	
11.5.5.2 - Fattori che influenzano la duttilità di una pila in calcestruzzo (290).	
Bibliografia	295
 CAPITOLO 12 - Aspetti specifici delle fondazioni dei ponti	297
12.1 - Premessa	297
12.2 - Le fondazioni su pali	297
12.3 - Le fondazioni speciali	305
12.3.1 - <i>Fondazioni a pozzo pieno</i>	305
12.3.2 - <i>Fondazioni a pozzo cavo</i>	311
12.3.3 - <i>Fondazioni su micropali</i>	312
12.3.4 - <i>Fondazioni con tiranti</i>	313
Bibliografia	318
 CAPITOLO 13 - Le spalle dei ponti a travata	319
13.1 - Premessa	319
13.2 - Tipologie	319
13.3 - Analisi dei carichi esterni	321
13.3.1 - <i>Carichi in esercizio</i>	321
13.3.2 - <i>Azioni in fase di sisma</i>	324
13.4 - Criteri di verifica	325
13.5 - Particolari costruttivi	334
Bibliografia	336

CAPITOLO 14 - I ponti ad arco	337
14.1 - Introduzione	337
14.2 - Criteri generali di calcolo	340
14.3 - L'arco a tre cerniere	343
14.4 - L'arco a due cerniere	346
14.5 - La caduta di spinta	349
14.6 - L'arco incastrato	350
14.7 - Cenni alla teoria del 2° ordine	352
14.8 - Instabilità degli archi	353
14.9 - Sistemi collaboranti arco-trave	355
Bibliografia	361
 CAPITOLO 15 - I ponti strallati	363
15.1 - Cenni storici	363
15.2 - Disposizione generale degli elementi strutturali	365
15.2.1 - Numero degli stralli	365
15.2.2 - Disposizione longitudinale degli stralli e dei vincoli	366
15.2.3 - Disposizione trasversale degli stralli e sezione dell'impalcato	371
15.3 - Gli stralli	373
15.3.1 - Tipi di cavi	373
15.3.1.1 - Le funi spirodali (373). 15.3.1.2 - Cavi ad elementi paralleli (374).	
15.3.1.3 - Guaine e protezioni anticorrosive (374).	
15.3.2 - Richiami di statica dei cavi	376
15.3.2.1 - L'equazione del cavo "teso" (376). 15.3.2.2 - Il "modulo di elasticità ridotto" del cavo (378).	
15.3.3 - Problemi di fatica negli stralli	380
15.4 - Considerazioni sulla statica dei ponti strallati	382
15.4.1 - Teoria lineare	382
15.4.1.1 - Considerazioni generali (382). 15.4.1.2 - Carichi permanenti (385).	
15.4.1.3 - I carichi accidentali (386).	
15.4.2 - Teoria non lineare	390
15.5 - Comportamento aerodinamico dei ponti strallati	392
15.5.1 - Introduzione	392
15.5.2 - Forze statiche	393
15.5.3 - Effetti dinamici	395
15.5.3.1 - Moti di ampiezza limitata (395). 15.5.3.2 - Moti non oscillatori divergenti (396). 15.5.3.3 - Moti oscillatori di ampiezza crescente (398).	
Bibliografia	402
 CAPITOLO 16 - Patologia e diagnostica dei ponti esistenti	403
16.1 - Premessa	403
16.2 - Durabilità e fattori di rischio	404
16.2.1 - Le fasi del degrado di un ponte	404
16.2.2 - Errori di progettazione	404
16.2.3 - Errori di costruzione	407
16.2.4 - Deficienze di manutenzione	410
16.2.5 - Fattori ambientali	411
16.2.6 - Eventi eccezionali disastrosi	412

412	16.3 - Patologie dei ponti in calcestruzzo
412	16.3.1 - Deterioramento del calcestruzzo
414	16.3.2 - Corrosione delle armature
416	16.4 - Sistema ispettivo
417	16.5 - Diagnostica
417	16.5.1 - Classificazione delle prove
418	16.5.2 - Controllo sui calcestruzzi
422	16.5.3 - Controllo sugli acciai
423	16.5.4 - Misura delle tensioni
428	16.5.4.1 - Richiami di estensimetria (423). 16.5.4.2 - Misura delle tensioni in opere nuove (426). 16.5.4.3 - Misura delle tensioni in opere esistenti (427).
430	16.5.5 - Controlli dello stato generale dell'opera
	Bibliografia

1

CONSIDERAZIONI GENERALI

1.1 - INTRODUZIONE

Dall'antichità fino agli inizi del secolo scorso l'unica forma di trazione conosciuta era quella animale che permetteva di avere strade molto "flessibili", cioè con pendenze longitudinali elevate e raggi di curva piccoli. Ciò consentiva alla strada di adagiarsi sul terreno naturale, per quanto accidentato esso fosse, e le uniche opere singolari erano i ponti necessari per superare i corsi d'acqua.

Il tema veniva risolto sempre con strutture ad arco, in pietra o mattoni, che hanno permesso di superare luci libere anche ragguardevoli, dell'ordine di 50 m.

Alcuni di questi ponti esistono ancora, come il ponte romano di Rimini (figura 1.1), quelli sul Tevere a Roma (Fabricio e Cestio, questo parzialmente rifatto nell'800, parte di ponte S. Angelo e di ponte Milvio) ed alcuni esempi di bei ponti medievali, ma la maggior parte è andata distrutta a causa dell'insufficienza delle fondazioni, specie quelle poste negli alvei, per mancanza di adeguate tecnolo-



Fig. 1.1 Ponte di Tiberio sul Marecchia a Rimini - 20 d.C.

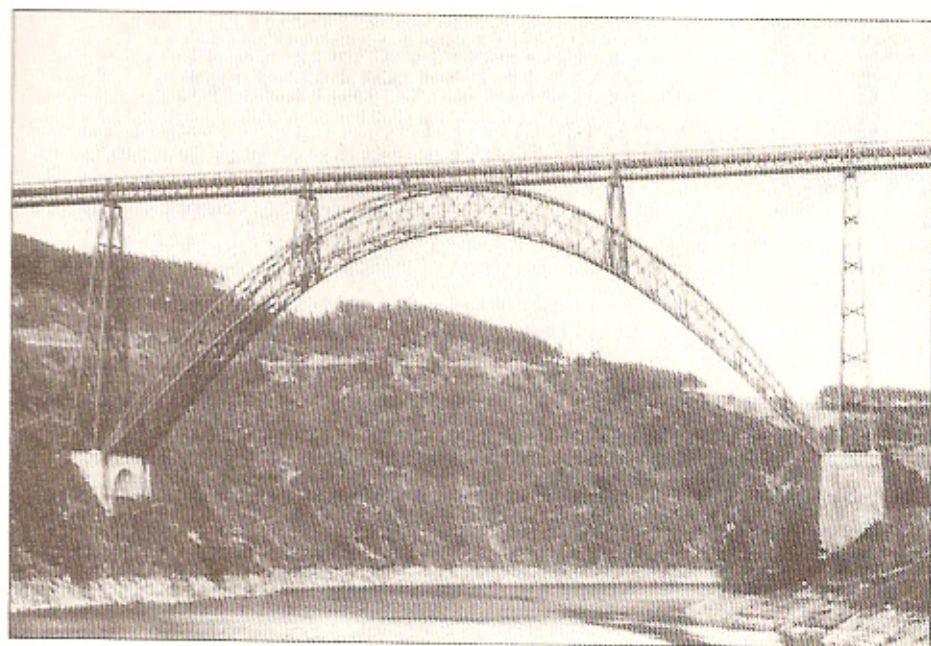


Fig. 1.2 Il ponte Garabit (Eiffel).

gie di costruzione. Non si aveva infatti la possibilità di realizzare fondazioni profonde (pali o cassoni) e quindi le pile in alveo erano soggette a fenomeni di scalzamento che, nel caso di piene eccezionali, erano la causa prima dei crolli.

Una vera e propria rivoluzione si ebbe nell'800 con l'avvento della ferrovia, che permette pendenze massime dell'ordine del $2 \div 3\%$ (rispetto al $15 \div 20\%$ della trazione animale) e raggi minimi elevati.

La via non poté più poggiarsi sempre direttamente sul terreno e ciò comportò la necessità di superare grandi luci. Inoltre il peso dei veicoli transitanti sui ponti crebbe enormemente, passando da qualche quintale alle decine di tonnellate.

La realizzazione di queste opere fu resa possibile dalla contemporanea acquisizione di nuovi materiali da costruzione, quali la ghisa prima e l'acciaio laminato poi, nonché da nuove tecnologie di lavorazione.

Si ebbero così i primi ponti sospesi all'inizio dell'800 con luci superiori a 100 m, il ponte Garabit ad arco reticolare di 160 m progettato da Eiffel (figura 1.2), per arrivare nel 1890 al ponte sul Firth of Forth con luce centrale di 530 m.

Quest'ultimo costituisce anche un esempio di ricerca di un nuovo schema statico meglio rispondente ai nuovi materiali ed alle nuove esigenze, essendo il primo esempio di trave reticolare metallica tipo Gerber (figura 1.3).



Fig. 1.3 Ponte sul Firth of Forth (Scozia) 1890.

Una terza era nel campo dei ponti si è avuta nel nostro Paese intorno agli anni sessanta con la costruzione delle autostrade, nastri estremamente rigidi che hanno richiesto la realizzazione di numerosi viadotti. Ciò ha comportato la necessità di ridurre i costi il più possibile e quindi ha dato notevole sviluppo alla prefabbricazione ed alle tecniche di montaggio di tipo industriale, sfruttando al massimo le possibilità offerte dal cemento armato precompresso la cui tecnologia si è andata perfezionando parallelamente.

In questo periodo hanno avuto anche notevole sviluppo nuove tecniche di esecuzione di fondazioni profonde, quali pali di grosso diametro, fondazioni marine, ecc., che hanno permesso la costruzione di opere in zone considerate fino a poco tempo fa inaccessibili.

Attualmente nuovi temi ai progettisti ed ai costruttori sono forniti dalle numerose ed importanti realizzazioni richieste dai Paesi in via di sviluppo che spesso costringono ad operare in condizioni ambientali molto più difficili di quelle tradizionali.

In Italia, in via di completamento il programma autostradale, è da prevedersi un incremento delle costruzioni ferroviarie e delle strade o ferrovie urbane e su-

burbane sopraelevate. In questi casi, dati i vincoli imposti dal tessuto urbano e dall'alto costo delle aree, si tende a fare un unico viadotto il quale quindi non è più visto come un mezzo per superare un ostacolo singolo ma finisce con l'identificarsi con la strada stessa.

In futuro nuove soluzioni e nuovi traguardi potranno forse essere possibili grazie all'adozione su scala industriale di materiali nuovi quali fibre sintetiche, leghe speciali ecc. attualmente in fase di sperimentazione.

Altro tema destinato ad assumere sempre maggiore rilevanza nei prossimi anni è quello della manutenzione, riparazione ed adeguamento dei ponti esistenti.

Questo problema, che interessa tutti i paesi industrializzati, è particolarmente sentito in Italia ove la necessità di costruire, negli anni sessanta, un numero elevatissimo di opere e l'errata convinzione che il calcestruzzo fosse comunque "eterno", ha portato ad esecuzioni spesso poco accurate, quando non affette da gravi difetti costruttivi.

1.2 - CLASSIFICAZIONE - VINCOLI PROGETTUALI

Sono possibili più classifiche delle opere d'arte a seconda dell'aspetto che si vuole porre in risalto. In genere a ciascun tipo corrispondono dati e vincoli particolari di cui bisogna tenere conto in sede di progetto. Secondo la terminologia più in uso possiamo operare le seguenti distinzioni.

1.2.1 - Sulla base dell'ostacolo sovrappassato

1.2.1.1 - Ponti

Propriamente detti, nel caso di opere necessarie per superare fiumi, canali, bracci di mare, ecc. In questo caso i vincoli per l'opera da costruire sono principalmente di natura idraulica e richiedono studi preliminari da condursi in collaborazione con esperti per individuare:

a) gli eventi di massima piena da prevedersi sia in fase costruttiva che durante tutta la vita del ponte.

Questa viene in genere fissata pari a 50 anni per le opere ordinarie, mentre per opere di particolare importanza si considerano 100 o più anni;

b) il livello massimo dell'acqua tenuto conto della presenza della futura opera. I fenomeni di rigurgito peraltro, rilevanti nel caso delle grosse pile in alveo a sostegno dei vecchi ponti in muratura, sono di scarsa rilevanza nei ponti moderni. I sostegni relativamente snelli in genere provocano maggiori altezze d'acqua dell'ordine della decina di centimetri;

c) la possibilità che si verifichino scalzamenti delle fondazioni in alveo dovuti sia ai fenomeni generalizzati, che prescindono cioè dalla presenza dell'opera, sia a quelli localizzati in prossimità delle pile.

Questi ultimi, che in genere si presentano come in figura 1.4, possono essere valutati con formule semiempiriche (si veda ad esempio [1]) tra le quali si cita,

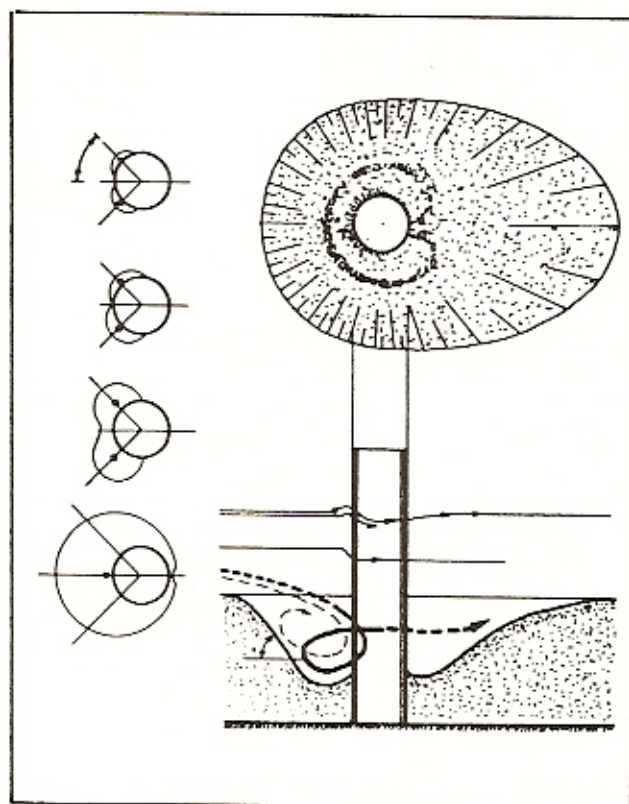


Fig. 1.4 Forma dello scalzamento al piede delle pile in alveo.

a puro titolo esemplificativo, quella di Neill

$$dl = 1,5 \cdot y \cdot K_s \cdot (b/y)^{0,7} \quad (1.1)$$

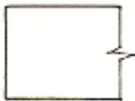
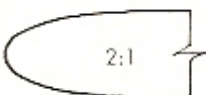
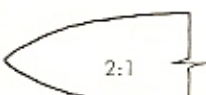
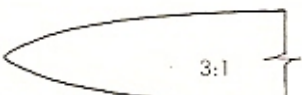
con dl max scalzamento previsto, y altezza dell'acqua, b dimensione trasversale dell'ostacolo e K_s coefficiente di forma che per le pile di sezione più usuale è riportato in tabella 1.1.

L'entità dello scalzamento locale, che come risulta dalla 1.1 può essere di diversi metri, dipende molto dall'angolo di incidenza della corrente con la pila come si vede dalla figura 1.5 che riporta i coefficienti maggiorativi K_α per sezioni rettangolari.

Nei torrenti con alveo mobile questo angolo non è sempre ben definibile per cui è consigliabile, in questi casi, adottare pile circolari o pseudocircolari.

In base al massimo scalzamento totale previsto verranno progettate le fondazioni e le eventuali opere accessorie quali briglie, soglie ecc. arrivando, nei casi più gravi, ad escludere i sostegni in alveo;

Tabella 1.1 - Valore del coefficiente k_s per diverse forme di rostro

		k_s
Sezione rettangolare		1,00
Sezione semicircolare		0,90
Sezione ellittica		0,80
Sezione ellittica		0,75
Sezione lentiforme		0,80
Sezione lentiforme		0,70

di i franchi necessari per permettere l'eventuale navigazione che, in genere, deve essere garantita per un livello dell'acqua inferiore a quello corrispondente alla massima piena⁽¹⁾. Rispetto a quest'ultimo sarà necessario prevedere un franco di

(1) Ad esempio, sul Po, il franco viene richiesto rispetto alla quota di piena che mediamente non viene superata più di 10 giorni l'anno.

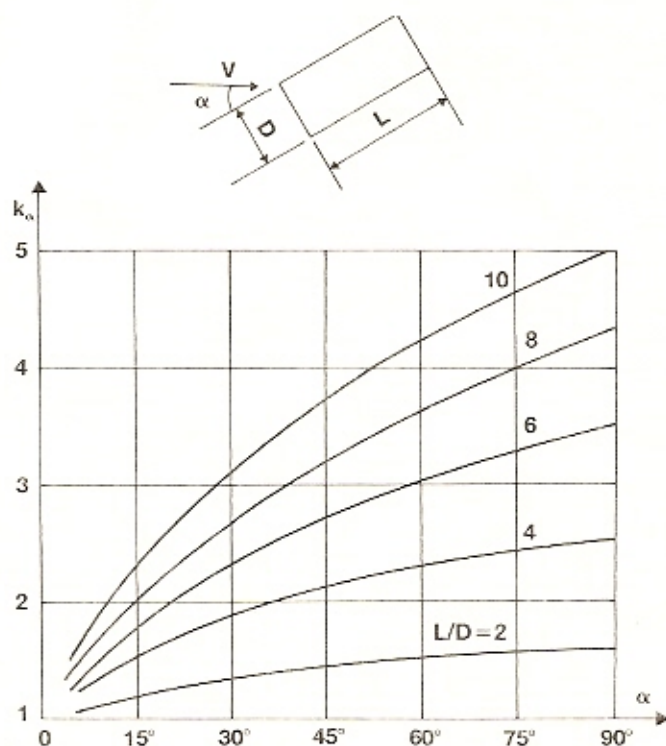


Fig. 1.5 Coefficienti maggiorativi K_α per sezioni rettangolari.

m 1 ÷ 1,50 per permettere il passaggio di eventuali tronchi od altri oggetti trasportati dall'acqua.

In alcuni casi, specie per strade secondarie o sui corsi d'acqua in regioni desertiche (wadi), si accetta l'eventualità che il ponte venga sommerso nel corso di piene eccezionali.

È necessario allora studiare un impalcato profilato in modo che offra la minima resistenza all'acqua e sia vincolato in modo tale da evitare fenomeni di galleggiamento;

e) il rischio di erosione degli elementi strutturali interessati dall'acqua sia per cause chimiche che meccaniche (abrasioni) prevedendo, nei casi di alte velocità dell'acqua con forte trasporto solido, il rivestimento delle pile con materiale lapideo od altro idoneo.

Tutti gli studi enunciati devono essere per legge presentati in una apposita relazione di accompagnamento al progetto del ponte.

1.2.1.2 - Viadotti

Quando l'opera è resa necessaria dalla morfologia del terreno che impedisce alla strada (o alla ferrovia) di poggarsi sulla sede naturale anche per lunghi tratti. Il

tema viene in genere risolto con più campate ed allora una delle scelte progettuali più importanti riguarda la loro lunghezza, cioè l'ubicazione delle pile.

A volte essa è vincolata da fattori oggettivi, quali la presenza di edifici o altre infrastrutture preesistenti, oppure da considerazioni geomorfologiche che portano ad individuare aree ben precise ove disporre gli appoggi.

Molto spesso però la scelta della luce è, almeno entro certi limiti, lasciata al progettista che deve decidere in base a considerazioni di natura estetica ed economica.

Per le prime è impossibile fornire dei criteri oggettivi risultando determinante l'ambiente in cui l'opera va inserita, l'andamento planoaltimetrico, la larghezza del viadotto ecc.

In via generale si può constatare che luci inferiori all'altezza delle pile sono sgradevoli a vedersi per l'effetto "cortina" che producono.

Per le considerazioni economiche si possono invece fornire criteri almeno qualitativamente più generali.

Se indichiamo con C_T il costo per m^2 dell'impalcato e con C_p quello delle pile e fondazioni (anch'esso riferito a m^2 di impalcato), l'esame di un gran numero di opere eseguite mostra che si può porre

$$C_T = a_1 + a_2 L \quad C_p = a_3 + \frac{a_4}{L} \quad (1.2)$$

essendo L la luce di una campata e $a_1, \dots, a_4$ delle costanti che dipendono dalla tipologia strutturale scelta.

Il costo totale per m^2 di viadotto, somma di C_T e C_p , varia con L secondo il diagramma qualitativo di figura 1.6 che mostra come in genere il minimo si ha quando l'incidenza dei costi delle pile è all'incirca eguale a quello dell'impalcato.

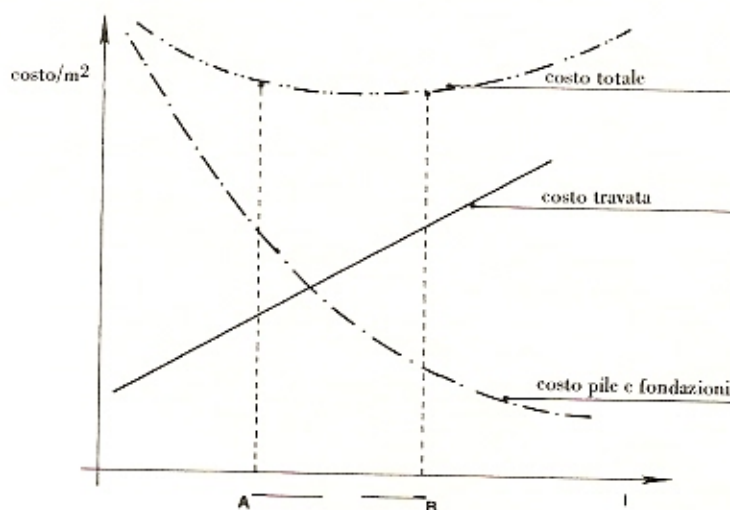


Fig. 1.6 Diagramma dei costi, per m^2 di viadotto in funzione della luce delle campate.

Si può quindi affermare che in generale più le pile sono alte, e le fondazioni difficili, e maggiore conviene che sia la luce della travata.

Va peraltro sottolineato come la curva del costo totale sia piuttosto piatta in prossimità del minimo, cosa che lascia un certo margine nella scelta della luce più economica.

Inoltre molto spesso la necessità di standardizzare eventuali elementi prefabbricati o valutazioni di natura cantieristica possono contraddire in parte queste indicazioni che vanno quindi considerate come del tutto generali.

1.2.1.3 - Sovrapassaggi e sottopassaggi

Nel caso di opere singolari necessarie per scavalcare altre strade o ferrovie. I vincoli in questo caso sono costituiti dalla "sagoma limite" cioè dallo spazio che deve essere lasciato completamente libero per permettere il passaggio dei veicoli (più i franchi) sulla via da scavalcare.

Così, ad esempio, su una strada ordinaria in Italia l'altezza libera minima è di 5 m (2,50 m per i sottopassi pedonali) mentre la larghezza dipende dalle dimensioni della via sovrappassata [2].

In genere i sostegni vengono posti 50 ÷ 75 cm oltre la banchina, fuori dal ciglio erboso, mentre la possibilità di disporre pile centrali si ha solo per spartitraffico ≥ 4 m (figura 1.7).

Nel caso dei cavalcaferrovia la sagoma limite dipende dalla linea e va concordata con gli Uffici ferroviari competenti. In genere l'altezza libera richiesta per le linee elettrificate è di m 6,50 ÷ 6,75 a partire dalla P.F. . La larghezza minima è di m 7 per le linee ad un binario mentre per le altre è richiesto un franco di m 2 dalla rotaia più vicina alla pila o spalla [3].

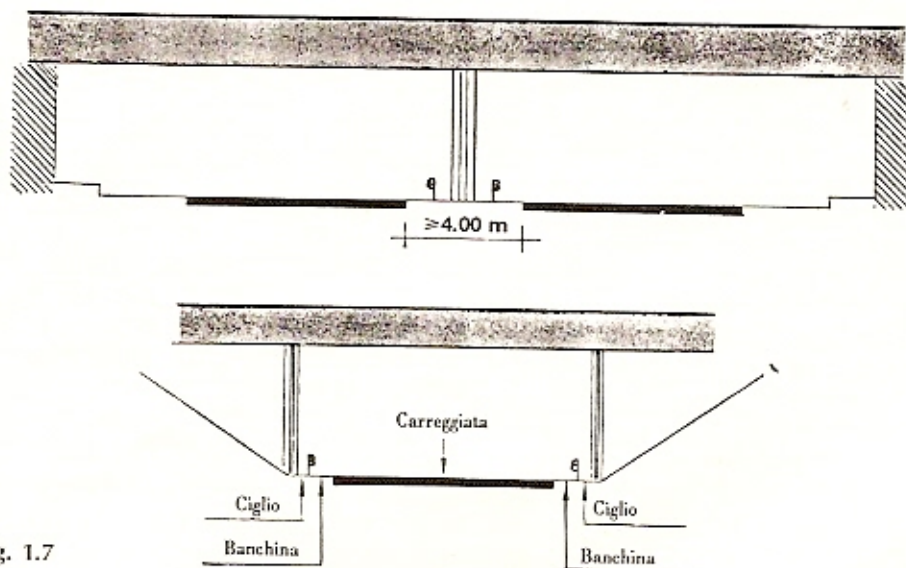


Fig. 1.7

1.2.1.4 - Strade o Ferrovie sopraelevate

Quando l'opera serve per scavalcare aree urbane con costruzioni preesistenti o di particolare importanza ai fini del traffico, dell'interesse urbanistico, archeologico od altro. In queste opere i condizionamenti derivano, oltre che dalle strutture esistenti, dalla necessità di costruire l'opera in breve tempo ed in presenza di traffico, la qual cosa porta in genere a preferire elementi strutturali prefabbricati, leggeri e quindi facilmente trasportabili anche nel traffico cittadino.

Ciò giustifica l'impiego dell'acciaio anche su luci medio-piccole (sopraelevata sul porto di Genova [4], tangenziale Est di Roma [5], viadotto Capodichino della tangenziale di Napoli) pur risultando attualmente il costo unitario di questi impalcati superiore a quello degli analoghi in c.a.p..

1.2.2 - Sulla base della via servita

Questa classificazione pone l'accento sul tipo di carichi accidentali che transiteranno sul ponte e quindi, oltre alla loro entità, anche ai vincoli che essi impongono. Si distinguono così in quasi tutti i paesi:

1.2.2.1 - Ponti stradali di 1ª categoria

Progettati per il transito dei carichi più severi previsti dalle norme (in genere carichi militari).

1.2.2.2 - Ponti stradali di 2ª categoria

A servizio di strade secondarie su cui non è previsto il transito di determinati veicoli pesanti.

1.2.2.3 - Passerelle pedonali

Adibite al transito dei soli pedoni.

1.2.2.4 - Ponti ferroviari

Anch'essi suddivisi in varie categorie a seconda dell'importanza della linea servita. Questi ponti hanno in genere un aspetto alquanto più massiccio dei precedenti poiché, oltre alla notevole entità dei carichi, sono soggetti a forti limitazioni sugli spostamenti massimi ammissibili per cui le loro dimensioni finiscono con l'essere fissate da criteri di deformabilità più che di resistenza.

Queste limitazioni sono legate, nel caso degli impalcati, principalmente al confort degli utenti che viaggiano sui treni; nel caso delle pile gli spostamenti dovuti alle forze orizzontali (frenatura ed avviamento dei convogli) devono essere limitati per non mandare in crisi la rotaia che in genere, in Italia, è priva di giunti.

1.2.2.5 - Ponti canale

Quando sorreggono tubazioni oppure costituiscono essi stessi la via d'acqua, nel qual caso vanno tenuti presenti i problemi di tenuta (fessurazione del calcestruzzo, impermeabilità dei giunti ecc.).

Sia nel caso delle strade che delle ferrovie i ponti possono essere "a via superiore" oppure "a via inferiore" (figura 1.8), a seconda della posizione relativa della struttura principale rispetto al piano su cui avviene il transito.

I ponti a via inferiore vengono impiegati quando si vuole limitare al massimo l'ingombro delle strutture poste tra il piano viario e l'ostacolo da passare (h_g). Essi hanno però l'inconveniente di richiedere una larghezza complessiva maggiore di quella necessaria alla strada. Inoltre gli elementi portanti principali possono essere uno o al massimo due e non si ha la possibilità di collegarli trasversalmente tra di loro se non per strutture molto alte (superiori alla sagoma limite) per cui in definitiva questa soluzione finisce per l'essere conveniente solo per i ponti di grande luce.

1.2.3 - Sulla base del materiale impiegato

Nel passato, se si esclude il legno impiegato solo per lo più in opere provvisorie, tutti i ponti erano in muratura di pietra o di mattoni, cioè materiali non resistenti a trazione e quindi adatti solo per schemi ad arco.

Attualmente possiamo distinguere ponti in cemento armato ordinario (c.a.), in cemento armato precompresso (c.a.p.), in acciaio od a struttura mista acciaio-calcestruzzo.

Più raramente, e per lo più per manufatti speciali quali i ponti trasportabili militari, si hanno strutture in leghe di alluminio, attualmente molto costose.

1.2.4 - Sulla base dello schema statico

Questa classificazione è la più difficile potendo alcuni schemi rientrare in categorie diverse o potendosi combinare tra loro per dare origine a tipi misti.

Sulla base comunque di quella che è la nomenclatura corrente distinguiamo:

1.2.4.1 - Ponti a travata

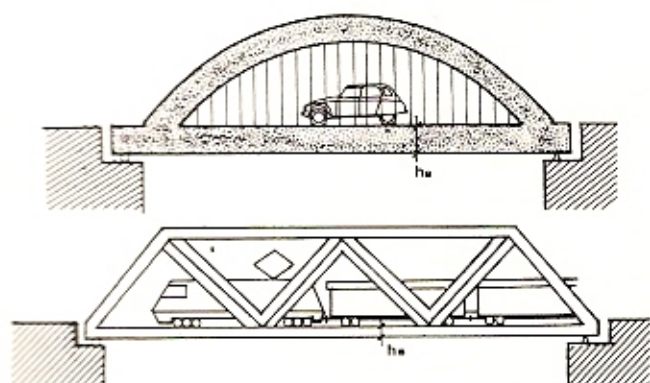
Sono tutti quelli in cui la struttura principale è costituita da travi, cioè da elementi in cui sono prevalenti gli sforzi di flessione e taglio.

Le travi possono essere a parete piena o reticolari e per entrambi i tipi, a seconda dello schema longitudinale, si può operare la seguente classificazione (figura 1.9):

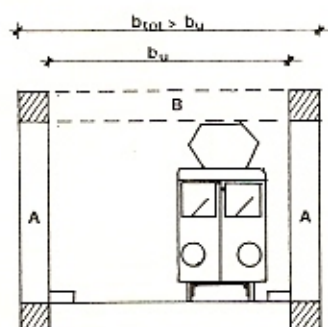
① - **travate semplicemente appoggiate** (isostatiche), vantaggiose qualora si intenda fare un uso estensivo della prefabbricazione o quando si temano cedimenti differenziali delle fondazioni.

② Il loro campo di impiego è in genere limitato a luci di $40 \div 50$ m (c.a.p. e strutture miste) e di $60 \div 80$ m (acciaio) preferendosi, per portate maggiori, schemi più complessi.

- **travate tipo Gerber** (isostatiche), impiegate quando si vuole avere una distribuzione più equilibrata delle sollecitazioni nella struttura senza rinunciare ai vantaggi della isostaticità. Questo schema si presta bene per opere singolari quali

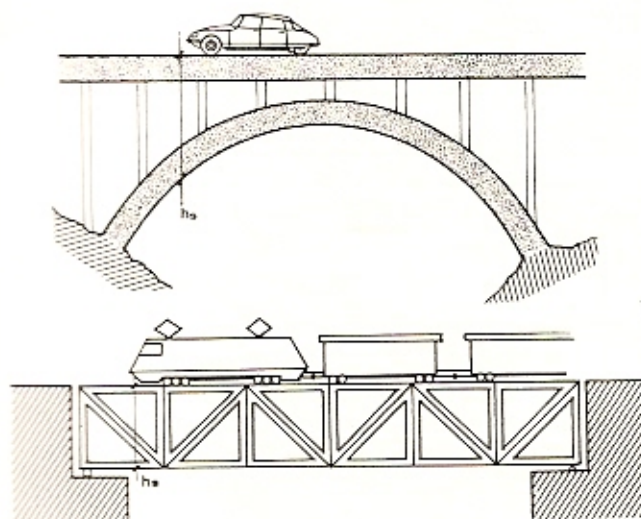


Ponti a via inferiore

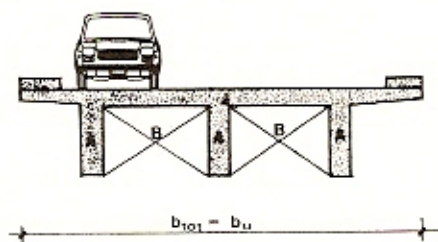


Ponte a via inferiore

- A – strutture principali (1 o 2)
 B – controventature superiori se consentite dalla sagoma limite



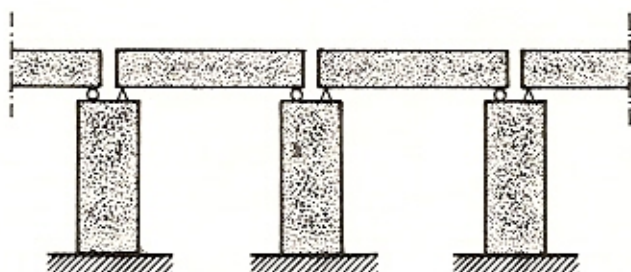
Ponti a via superiore



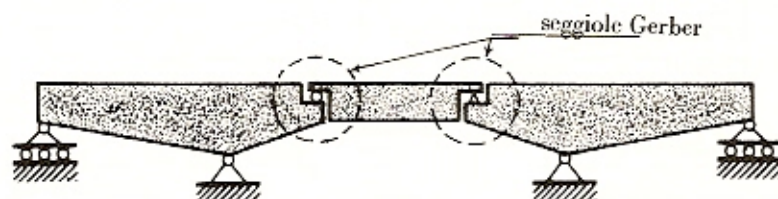
Ponte a via superiore

- A – strutture principali (in numero qualunque)
 B – collegamenti trasversali sem pre possibili

Fig. 1.8



a) – Travate semplicemente appoggiate



b) – Travata Gerber a cerniere "interne"



c) – Travata Gerber a cerniere "esterne"



d) – Travata continua a tre luci

Fig. 1.9

i ponti a tre luci in cui si possano costruire in opera le campate laterali limitando la prefabbricazione alla campata centrale (figura 1.9 b). Più rari sono i ponti della figura 1.9 c, mentre per entrambi i tipi risulta molto delicata la "seggiola" Gerber.

In queste zone infatti l'altezza utile della struttura si riduce a meno della metà dovendosi togliere l'ingombro degli apparecchi di appoggio che risultano, in questi casi, difficilmente ispezionabili e sostituibili.

Per questi motivi in Italia molte Amministrazioni non accettano ponti di questo tipo.

- travate continue (iperstatiche), in generale migliori delle precedenti per ciò che riguarda lo sfruttamento dei materiali, presuppongono fondazioni affidabili. Questo schema è normalmente più impiegato nel caso dell'acciaio per la maggior facilità di assemblare elementi prefabbricati rispetto al calcestruzzo.

Si hanno, peraltro, anche esempi di travi prefabbricate in c.a.p. rese continue in opera con l'impiego di cavi di precompressione disposti nella soletta gettata in opera ovvero in appositi fori predisposti nelle travi (cavi "cappello"). Più rari sono gli esempi di continuità per attrito (figura 1.10).

I ponti a travata continua in c.a.p. sono invece frequenti nel caso di getto in opera per campate successive ovvero di costruzione per conci.

- travate appoggiate con soletta di continuità

In questo schema, che ha avuto di recente una notevole diffusione prima all'estero ed ora anche in Italia, i giunti di impalcato vengono realizzati ogni $150 \div 250$ m anziché $30 \div 40$ m come negli usuali viadotti a travata. Si ha quindi una drastica riduzione del loro numero e dei disagi che essi provocano agli utenti sia in esercizio che quando si rende necessaria la loro sostituzione.

Per ciò che riguarda il dimensionamento di queste solette è necessario controllare che le rotazioni imposte dalla trave alla soletta a causa dei fenomeni di ritiro e viscosità del calcestruzzo, variazioni termiche differenziali, carichi accidentali ecc. (figura 1.11) siano compatibili con la resistenza della soletta stessa.

Questa d'altro canto non può essere realizzata troppo sottile poiché deve essere in grado di sopportare localmente il transito dei carichi (v. capitolo 5) e quindi è necessario ottimizzarne lo spessore.

Nel valutare le sollecitazioni dovute alle rotazioni imposte comunque è lecito fare riferimento alla rigidità della soletta fessurata o ad un suo valore ridotto derivato sperimentalmente [6].

1.2.4.2 - Ponti ad arco

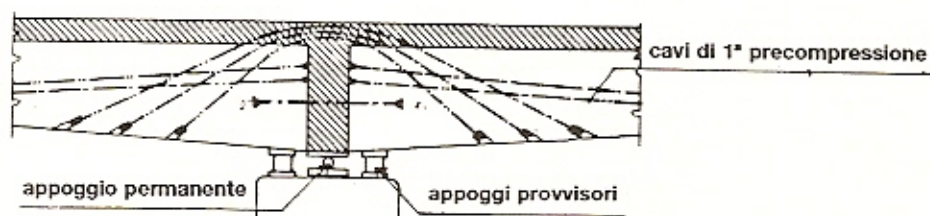
In questo caso la struttura principale è ad asse curvilineo e risulta soggetta prevalentemente a forze assiali.

Si possono avere (figura 1.12): archi a tre cerniere (a), a spinta eliminata (b), a due cerniere (c) e incastrati (d).

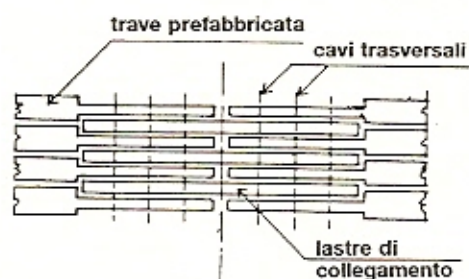
I primi due schemi, in relazione ai vincoli esterni, sono isostatici; lo schema (b), detto anche "trave Lange" (figura 1.14), è adatto per impalcato metallici in quanto soggetti a rilevanti sforzi di trazione.



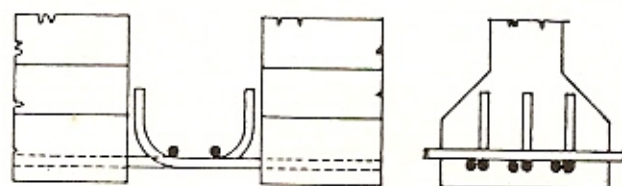
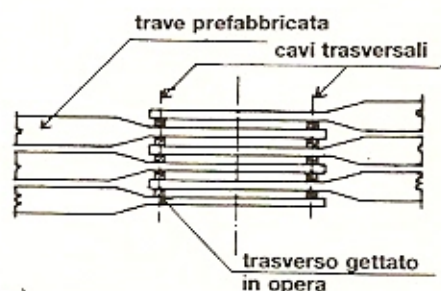
a) Continuità con cavi di soletta



b) Continuità con cavi cappello



c) Continuità per attrito (poco usata)



d) Continuità armature inferiori (momenti positivi)

Fig. 1.10

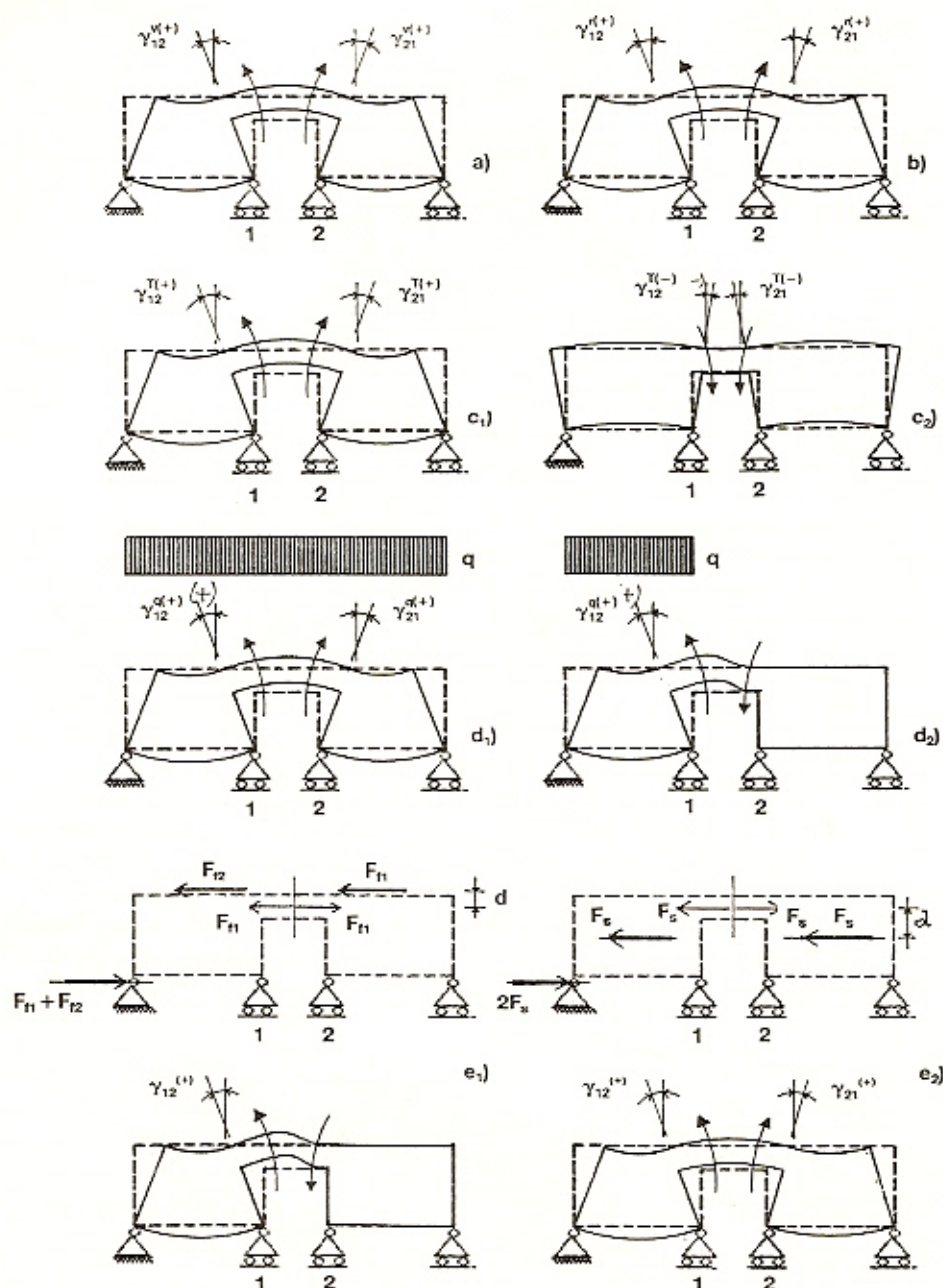


Fig. 1.11 Rotazioni imposte dalle travi alla soletta di continuità:

a) per viscosità; γ^v sarà positivo se prevalgono i carichi permanenti, negativo se prevale la precompressione.

b) per ritiro differenziale della soletta rispetto alla trave (sempre positivo).

c) per variazioni termiche differenziali; γ^T sarà positivo se la temperatura maggiore è all'intradosso (c₂).

d) per carichi accidentali su due campate (d₁), o su una campata (d₂).

e) per forze orizzontali; accelerazioni e decelerazioni del carico mobile F_1 (e₁) ("d" è trascurabile), azioni sismiche F_s (e₂) (qui "d" non si può trascurare).

Per non complicare inutilmente la figura non si sono indicati gli effettivi spostamenti dei carrelli (vedi cap. 10).

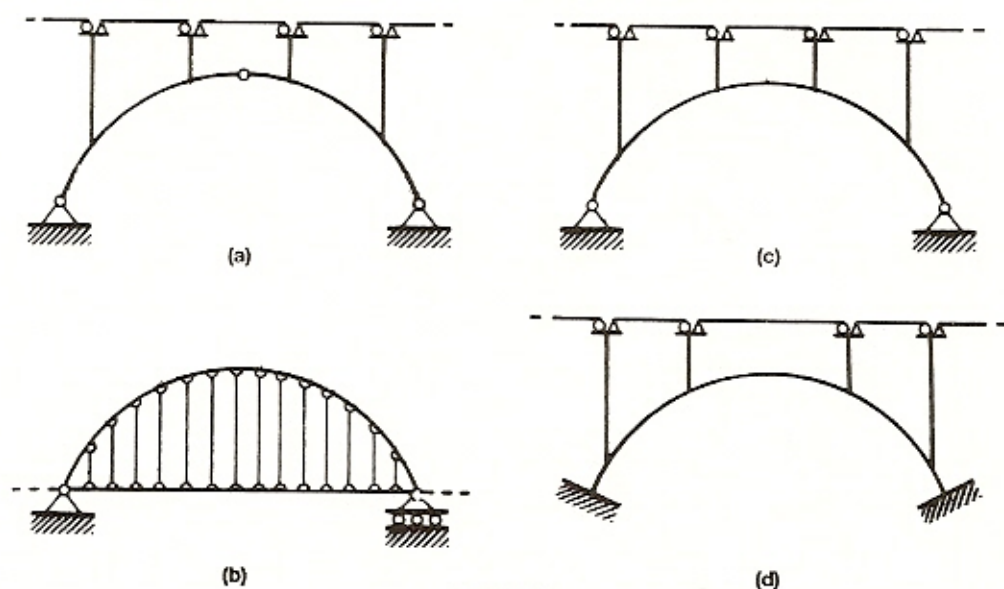


Fig. 1.12

I ponti ad arco, per millenni gli unici costruiti dall'uomo, sono caduti ultimamente in disuso per le difficoltà della loro costruzione che esige, nel caso del c.a., opere provvisorie (centine) molto onerose. Essi richiedono comunque la realizzazione di un impalcato secondario fatto di travi su cui fare avvenire il transito (figura 1.15). Infine gli archi trasmettono alle fondazioni azioni orizzontali (ad eccezione di quelli a spinta eliminata) che presuppongono terreni rocciosi, essendo altrimenti molto costoso assorbire queste azioni con fondazioni profonde.

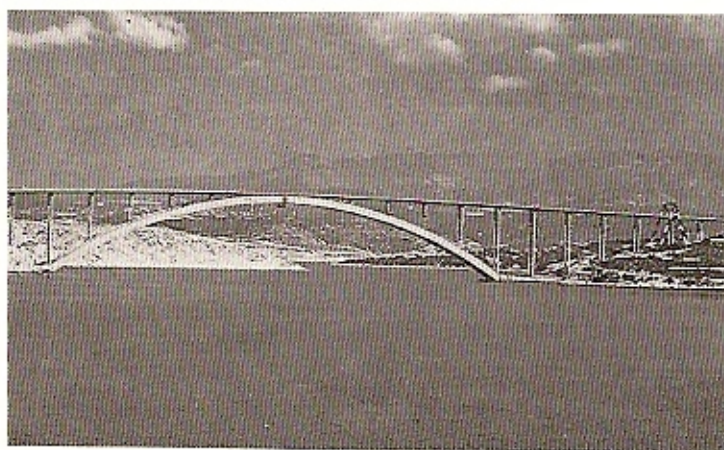


Fig. 1.13 Ponte di KRK (1980).



Fig. 1.14 Ponte ad arco a spinta eliminata a via inferiore in acciaio.

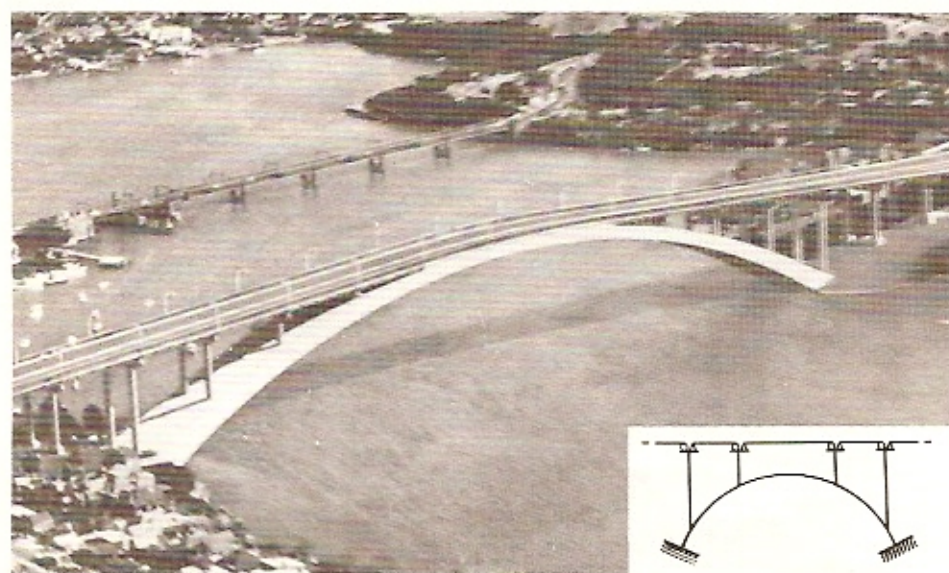


Fig. 1.15 Ponte ad arco incastrato a via superiore in c.a. (Sidney).

Tuttavia, data la logica del loro funzionamento, che permette l'impiego di materiali poveri quale il calcestruzzo risparmiando acciaio, non è escluso che si abbia in futuro un loro rilancio, specie se si svilupperanno le nuove tecniche di costruzione a sbalzo per conci successivi che hanno di recente consentito la realizzazione del ponte ad arco in c.a. più grande del mondo [7] (figura 1.13).

1.2.4.3 - Ponti a telaio

Questo schema statico ha un funzionamento intermedio tra quello delle travi e quello degli archi.

Recentemente questo tipo di struttura è stato molto impiegato poiché si presta bene al caso di prefabbricazione per conci successivi (figura 1.18).

Si possono avere ponti singolari costituiti da un unico telaio (incernierato o incastrato), ovvero viadotti costituiti da più telai contigui, nel quale caso il collegamento tra di essi può avvenire in uno dei modi indicati in figura 1.16.

Il caso d) può verificarsi come limite di quello a) quando i piedritti del telaio tendono ad avvicinarsi; esso trova frequente impiego quando si vogliono avere luci superiori a quelle raggiungibili con le travate prefabbricate ed ha il vantaggio di essere isostatico. Per contro comporta notevoli azioni flettenti nelle pile e sulle fondazioni, oltre alla necessità di gettare in opera gli sbalzi.

I telai con piedritti verticali hanno un comportamento più prossimo a quello a travata essendo prevalenti gli sforzi di flessione e taglio. Viceversa si hanno casi di telai con piedritti inclinati, per lo più in opere singolari (figure 1.17 e 1.19), in cui il comportamento è più prossimo a quello degli archi, arrivando i due schemi a confondersi come nel caso dei ponti Maillart (Progettista svizzero, 1872-1940) [8].

1.2.4.4 - Ponti strallati

Sono costituiti da una trave sostenuta da un numero limitato di funi pressoché rettilinee. Le funi, rinviate da un pilone o "antenna", possono essere ancorate al suolo (figure 1.20 a e 1.21) ovvero all'impalcato stesso nei sistemi bilanciati (figura 1.20 b).

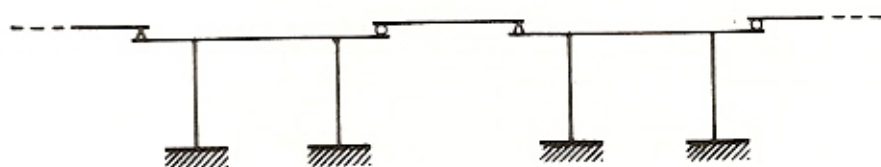
Questo tipo di ponte, trattato più diffusamente nell'apposito capitolo, ha avuto un notevole sviluppo negli ultimi anni nel campo delle luci medio-grandi (200 ÷ 400 m) fino a divenire competitivo con i ponti sospesi.

Si hanno attualmente notevoli esempi di ponti strallati sia in c.a.p. che in acciaio.

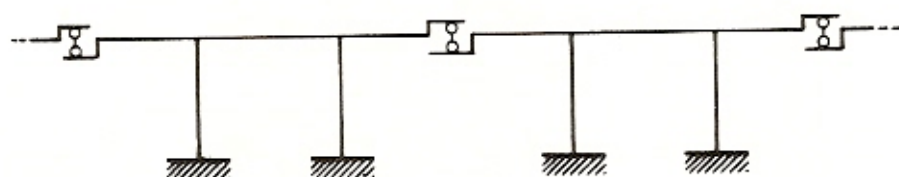
1.2.4.5 - Ponti sospesi

In questi casi la struttura principale è costituita da funi disposte secondo una configurazione curvilinea (in genere parabolica) (figura 1.22).

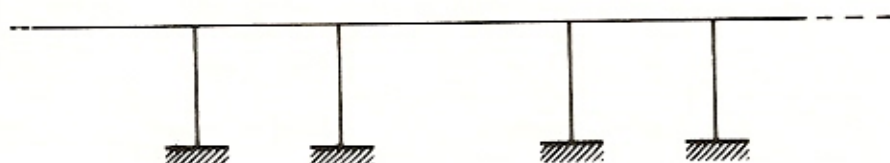
Contrariamente ai ponti strallati un ponte sospeso potrebbe esistere senza travata: questa però viene sempre messa per limitare la deformabilità delle funi alle quali viene collegata con un sistema molto fitto di sospensioni.



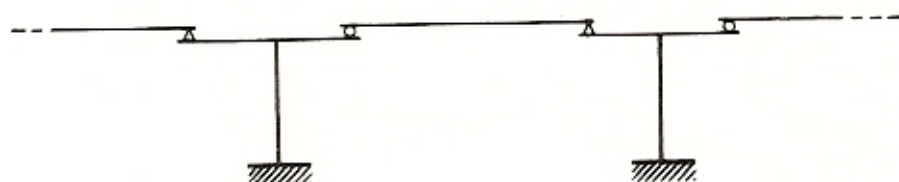
a) – Telai con travi “tamponi”



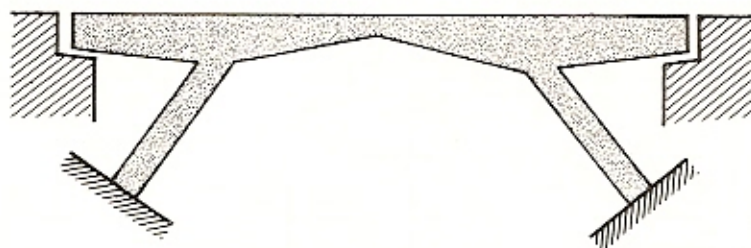
b) – Telai con sbalzi collegati da pendoli



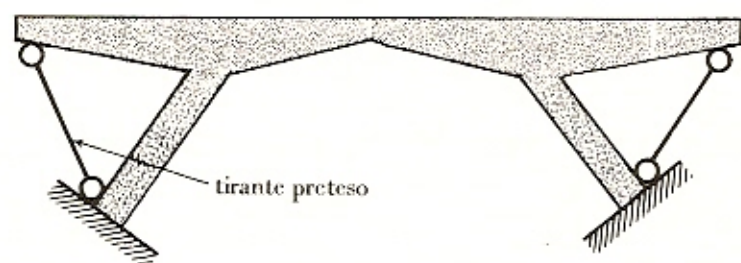
c) – Telai solidarizzati e resi continui



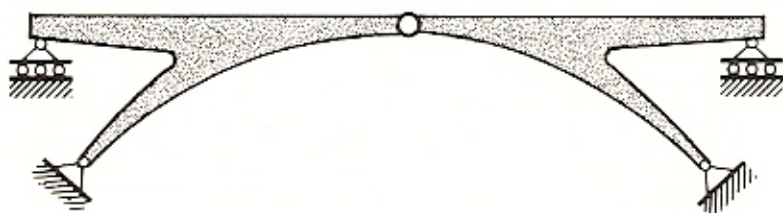
d) – Ponte a stampella



a) – Ponte a cavalletto semplice



b) – Ponte a cavalletto con tiranti



c) – Arco a tre cerniere tipo Maillart

Fig. 1.17

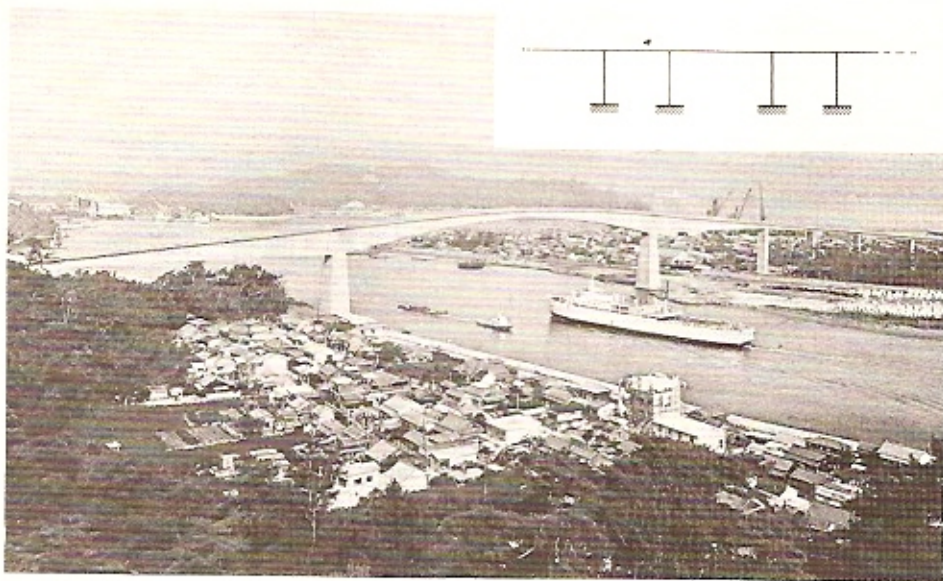


Fig. 1.18 Ponte a telaio in c.a.p. (Urabo-Giappone).

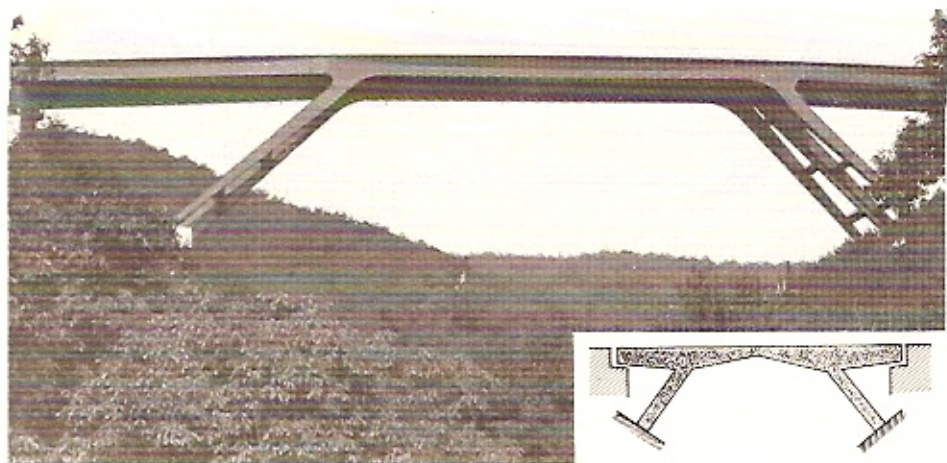


Fig. 1.19 Ponte a cavalletto semplice in acciaio.

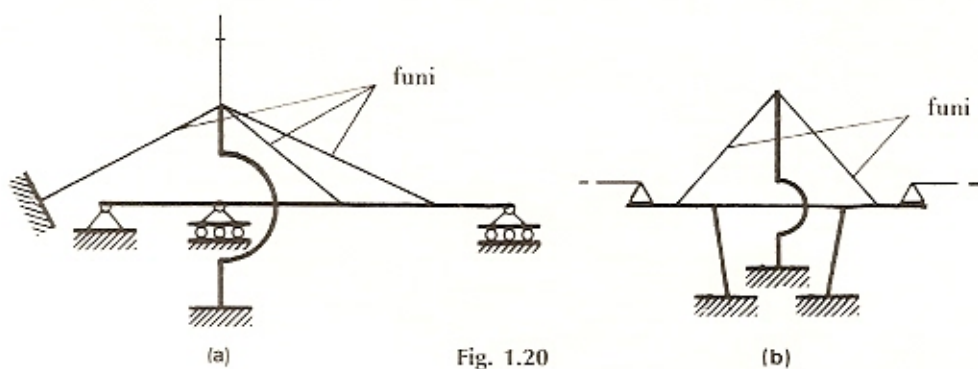


Fig. 1.20

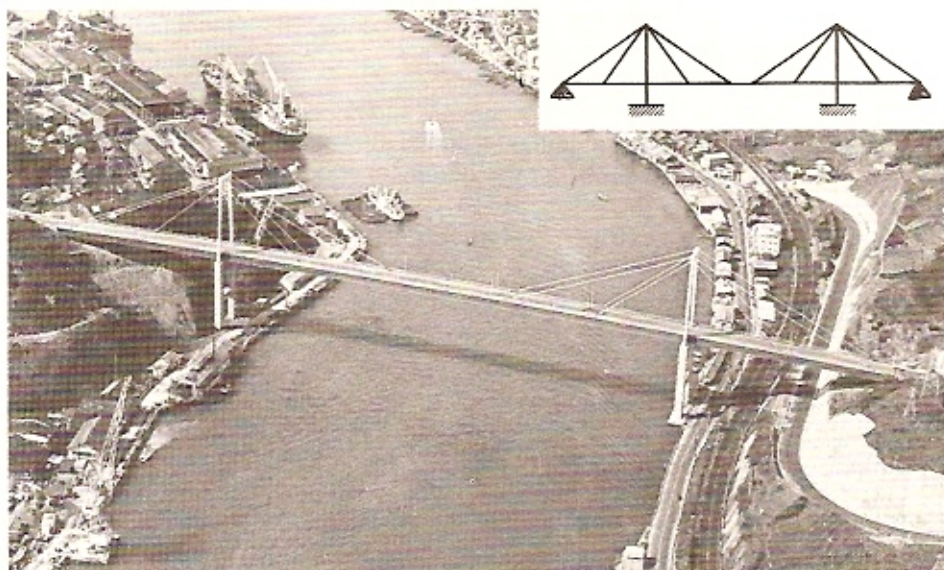


Fig. 1.21 Ponte stallato.

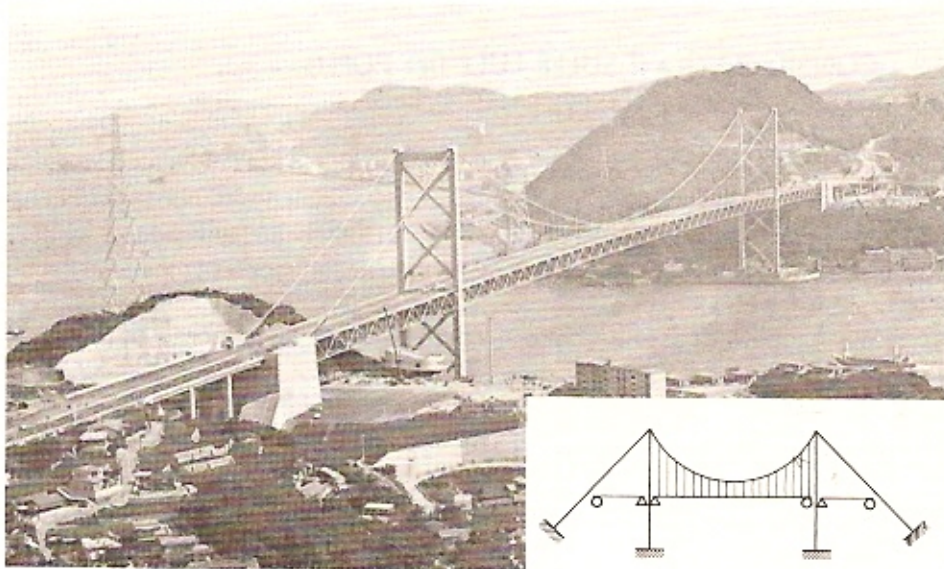


Fig. 1.22 Ponte sospeso ancorato al suolo.

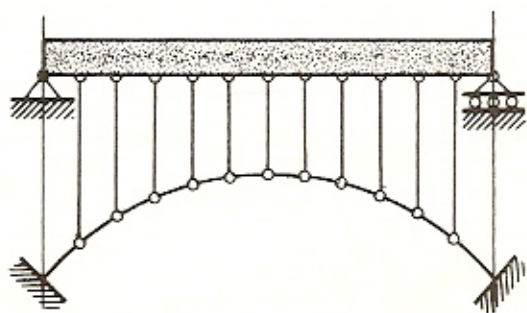


Fig. 1.23

I carichi sono quindi portati parte dalle funi e parte dalla trave irrigidente per cui un ponte sospeso può considerarsi come un esempio di struttura collaborante.

I ponti sospesi, quasi esclusivamente in acciaio, possono essere con funi ancorate al suolo ovvero, più raramente, "autoancorati".

Trattandosi di opere eccezionali non verranno sviluppati in questo testo e si rimanda alla copiosa letteratura specializzata (vedi ad esempio [9], [10], [11]).

1.2.4.6 - Ponti collaboranti arco-trave

Sono un altro esempio di accoppiamento di due strutture diverse che, collegate opportunamente tra di loro, collaborano nel portare i carichi esterni.

Un caso particolare sono i ponti a volta sottile, proposti da Maillart, nei quali l'arco è praticamente privo di rigidità flessionale dato il suo esiguo spessore.

Questo schema (figura 1.23) può considerarsi in pratica come un ponte sospeso rovesciato.

1.3 - CONSIDERAZIONI SULLE LUCI DEI PONTI

1.3.1 - Luci limite

Il peso proprio di una struttura è indubbiamente l'azione più importante in quasi tutti i ponti e la funzione di una corretta progettazione è quella di ridurre le sollecitazioni permanenti al minimo, onde avere riserve sufficienti per il sovraccarico utile.

Si può pensare di assumere come **coefficiente di rendimento di un ponte** il rapporto:

$$K_{st} = \frac{\sigma_{acc}}{\sigma_{perm} + \sigma_{acc}} \quad (1.3)$$

tra le sollecitazioni dovute agli accidentali e quelle totali, calcolate nelle sezioni più caratteristiche.

Per valori di questo rapporto troppo bassi il ponte diviene antieconomico e sarà necessario, al crescere della luce, cambiare o lo schema statico o il materiale, altrimenti si arriverebbe ad una soglia, detta "**luce limite teorica**", per la quale $K_{st}=0$, cioè il ponte porta solo se stesso.

Normalmente si può dire che valori di K_{st} inferiori a 0,15 - 0,20, per ponti in calcestruzzo, 0,40 - 0,50 per quelli in acciaio, sono antieconomici.

Importanza determinante in queste considerazioni ha la qualità del materiale, che possiamo bene descrivere con il seguente **indice di qualità**

$$L_0 = \frac{\sigma_{rottura}}{\gamma} \quad (1.4)$$

ove L_0 rappresenta la lunghezza massima che può avere un filo di un dato materiale con peso di volume γ se appeso ad una estremità.

Ad esempio un acciaio Fe 52 ha:

$$L_0 = \frac{520 \cdot 10^6}{78500} = 6624 \text{ m}$$

Tra i materiali attualmente in commercio i più pregiati da questo punto di vista sono gli acciai armonici per funi o cavi ($L_0 \approx 22000 \text{ m}$) e le leghe speciali di alluminio.

Si ritiene utile a questo punto riportare nella tabella 1.2 alcuni tipi di ponte indicando quello che allo stato attuale delle conoscenze pare il limite di utilizzazione, cioè la **luce limite economica** e riportando accanto la luce massima finora realizzata.

È interessante notare come per alcuni schemi statici, storicamente più antichi, si hanno già realizzazioni molte prossime alla luce limite economica, men-

Tabella 1.2

<i>Schema statico</i>	<i>Materiale</i>	<i>Luce limite economica</i>	<i>Luce massima realizzata</i>	<i>Località</i>	<i>Anno di compl.</i>	<i>Luce limite teorica</i>
Trave continua a parete piena	C.A.P.	200-250	260	Brisbane Australia		
	Acciaio	300-350	300	Rio de Janeiro	1974	
Tave reticolare	Acciaio	550-600	594	Quebec Canada	1918	1200 ¹
Arco a parete piena	C.A.	300-400	390	KRK Yugoslavia	1979	
	Acciaio	350-400	383	Fremont Oregon-USA	1971	1200 ¹
Arco reticolare	Acciaio	700 ¹	518	New River USA	1977	
Ponti strallati	C.A.P.	350-400	440	Barrios de Luna Spagna	1983	700 ²
	Acciaio	1000-1500	856	Normandia Francia	in costr.	1700 ²
Ponti sospesi	Acciaio	1500 ¹	1990	Akashi-Kaikyo Giappone	in costr.	3700 ¹

Tutti i valori sono in metri

¹ Valori indicati da Stussi

² Leonhardt [13]

Tabella 1.3 - Incidenze medie dei materiali nella costruzione di viadotti stradali

a) Impalcato		Calcestruzzo (m ³ /m ²)	Acciaio armon. (kg/m ²)	Acciaio ordin. (kg/m ²)
a-1) graticcio in c.a.p. con travi prefabbr.	L=20 m	0,40÷0,45	8÷10	30÷35
a-2) graticcio in c.a.p. con travi prefabbr.	L=30 m	0,45÷0,50	12÷14	35÷40
a-3) graticcio in c.a.p. con travi prefabbr.	L=40 m	0,50÷0,55	17÷19	40÷45
a-4) solettone all.to in c.a.p.	L=20 m	0,55÷0,60	12÷15	25÷35
a-5) cassone in c.a.p.	L=30 m	0,50÷0,60	12÷14	40÷50
a-6) cassone in c.a.p.	L=60 m	0,60÷0,80	24÷26	45÷55
a-7) cassone in c.a.p.	L=90 m	0,80÷1,00	35÷40	55÷65
a-8) struttura mista	L=40 m	0,25÷0,30		200÷250 ¹
a-9) struttura mista	L=60 m	0,25÷0,30		250÷300 ¹

b) Pile² (per strada larga 11,50 m)

		L _{travi}	Calcestruzzo m ³ /m di pila	Acciaio ordin. kg/m di pila
b-1) pila circolare piena	H=15 m	20÷30	3÷3,5	200÷300
b-2) pila scatolare	H=20 m	30	3÷3,5	250÷350
		40	3÷4	300÷400
b-3) pila scatolare	H=40 m	40	4÷5	350÷500
		50	5÷7	400÷600
b-4) pila scatolare	H=60 m	60	7÷10	550÷700

¹ Acciaio per carpenteria metallica.² Escluso il trasverso di sommità e la fondazione. Azioni sismiche per zone di 2^a categoria.

tre per altri, come i ponti strallati in acciaio, le realizzazioni sono di molto inferiori a questo limite, pur esistendo già progetti o proposte che lo raggiungono.

Va rilevato inoltre come per uno stesso schema le strutture reticolari sono molto più vantaggiose di quelle a parete piena.

1.3.2 - Valutazione di massima dei costi

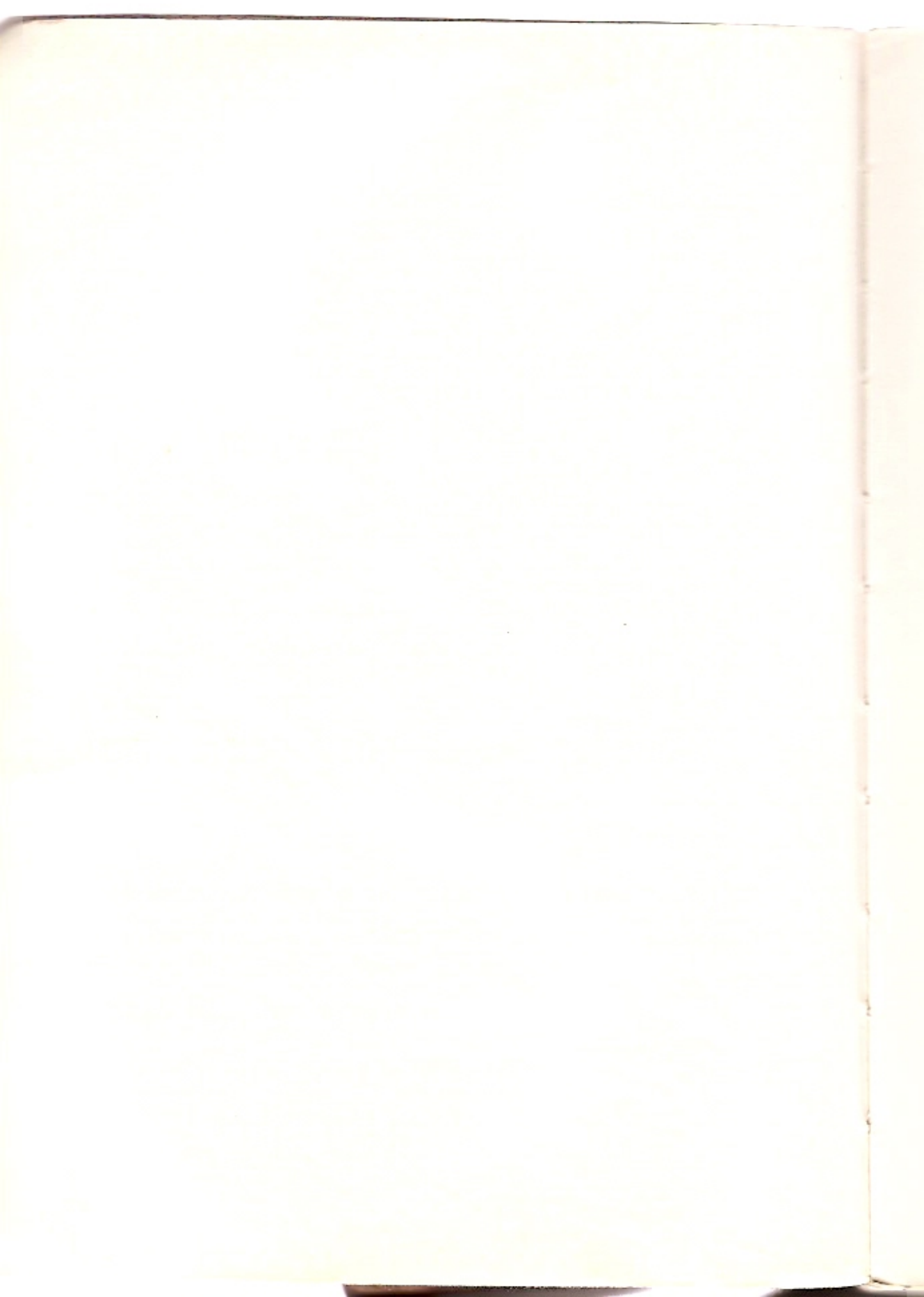
Nella fase di impostazione del progetto di un ponte risulta molto utile avere una indicazione, se pure di larga massima, dei costi di opere simili già realizzate.

Questi si possono dedurre dall'analisi dei quantitativi medi di materiale impiegato, normalmente riferiti a metro quadrato di impalcato, per la costruzione di dette opere.

Alcuni di questi valori orientativi, validi per ponti costruiti in Italia negli anni 1970-1980, sono riportati nella tabella 1.3 tratta da [12].

BIBLIOGRAFIA

- [1] MONGIARDINI V., "Atti convegno Bressanone 8-12 Ott. 1979", Istituto di Idraulica Università di Padova
- [2] Istruzioni C.N.R. n. 78, "Norme sulle caratteristiche geometriche delle strade extraurbane"
- [3] Istruzioni n. 44a delle F.S., "Criteri per la compilazione e l'esame dei progetti di cavalcavia sulla sede Ferroviaria"
- [4] Rivista "Costruzioni Metalliche" fasc. 5 anno 1965
- [5] Rivista "Costruzioni Metalliche" fasc. 1 anno 1976
- [6] CIOLINA M., "Continué des hourdis des structures prefabriques", Annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics n. 278 Feb. 1971
- [7] WITTFORT H., "Building Bridges", Beton Verlag, Dusseldorf 1984
- [8] "Robert Maillart Ingenieur: 1872-1940", Schweiz Verband fur die Materialprufungen der Technik, Zurich 1940
- [9] STEINMANN D.B., "Rigidity and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges", Trans. ASCE vol. 115, 1950
- [10] NIELS J. GIMSING, "Cable supported bridges", John Wiley & Sons Ltd, New York 1983
- [11] ALLAN LARSEN, Editor, "Aerodynamics of large bridges", A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1992
- [12] COLOMBO "Manuale dell'Ingegnere", PETRANGELI cap. 9, Hoepli, Milano 1985
- [13] LEONHARDT F.; ZELLNER W., "Cable-Stayed Bridges" IVBH Ber. pp. 13/80



2

LE AZIONI SUI PONTI

2.1 - PREMESSA

In questo capitolo si esaminano le azioni da considerare nelle verifiche dei ponti con riferimento, principalmente, agli aspetti qualitativi ed ai criteri generali che hanno portato alla compilazione delle norme dei vari Paesi o delle varie Amministrazioni, alle quali si rimanda per i dettagli numerici.

Un prospetto sintetico delle più frequenti di queste azioni, raggruppate opportunamente, è il seguente:

AZIONI PERMANENTI	- Peso proprio della struttura - Sovraccarico permanente - Spinta dei rilevati d'accesso, sottospinte idrauliche ecc.
AZIONI LEGATE AL TRANSITO DEL CARICO UTILE	- Sovraccarico Accidentale - Effetto dinamico del sovraccarico accidentale - Forza di frenatura - Forza centrifuga - Urti su parapetti e sicurvia
AZIONI DOVUTE AL VENTO	- Spinta del vento (statica) - Azioni dinamiche
AZIONI SENZA FORZE ESTERNE	- Stati di coazione propriamente detti (precompressione, ecc.) - Effetti termici - Ritiro - Viscosità - Cedimenti vincolari - Attrito nei vincoli
AZIONI DOVUTE ALL'OSTACOLO SOVRAPPASSATO	- Spinta dell'acqua - Spinta del ghiaccio - Urto di mezzi o natanti - Movimenti franosi
SISMA	- Azioni dinamiche sulle strutture - Modifica dei terreni di fondazione - Azioni dinamiche su terreni o liquidi interagenti con le strutture.

Alcune di queste azioni vanno sempre considerate mentre altre possono esserci o meno a seconda dell'ubicazione e delle caratteristiche dell'opera.

2.2 - AZIONI PERMANENTI

2.2.1 - Peso proprio della struttura

Questa azione, come già rilevato in 1.3, è quasi sempre la principale e quindi va valutata accuratamente sulla base dei dati geometrici di progetto e dei pesi unitari dei materiali.

L'analisi deve essere particolarmente approfondita per quelle strutture in cui lo stato di sollecitazione permanente si ottiene come differenza tra quello dovuto al peso proprio e quello dovuto ad un sistema di forze esterne imposto all'atto della costruzione, cioè:

$$\sigma_{perm} = \sigma_{pp} - \sigma_t \quad (2.1)$$

Se σ_{pp} e σ_t sono due numeri grandi e prossimi tra loro, un errore anche percentualmente modesto su σ_{pp} può portare ad errori inaccettabili per σ_{perm} .

Così ad esempio nel caso semplice di figura 2.1, che riproduce una parte di ponte strallato, un errore del 5% nella valutazione del peso proprio può portare ad una valutazione del momento di incastro sbagliata anche del 20%.

Infatti detto p_{eff} il peso effettivo della trave e p_{teor} quello considerato nei calcoli si ha:

$$M_{eff} = \frac{1}{2} \cdot p_{eff} \cdot l^2 - V \cdot l$$

Scegliendo

$$V = \frac{3}{8} p_{teor} \cdot l$$

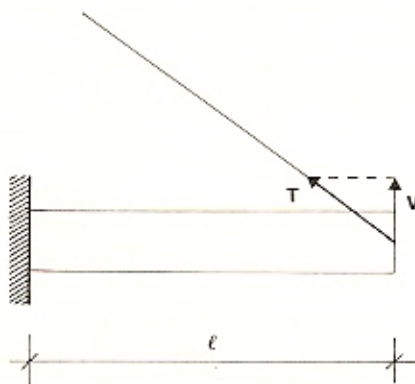


Fig. 2.1

(cui corrisponde un abbassamento nullo dell'estremo libero)

$$M_{\text{eff}} = \frac{1}{8} \cdot l^2 \cdot (4p_{\text{eff}} - 3p_{\text{teor}})$$

e quindi se $p_{\text{eff}} = 1,05 p_{\text{teor}}$

$$M_{\text{eff}} = 1,2 M_{\text{teor}}$$

Le incertezze nella valutazione dei pesi propri di strutture in calcestruzzo derivano dalla difficoltà di conoscere a priori il peso di volume di questo materiale (assunto usualmente pari a $2,4 \text{ t/m}^3$ per strutture non armate e $2,5 \text{ t/m}^3$ per quelle armate) variabile in funzione del tipo di inerti impiegati e della quantità di armatura effettivamente presente; si hanno inoltre differenze tra gli spessori teorici e quelli effettivi, che risultano tanto maggiori quanto più alto è il numero di reimpieghi di una stessa cassaforma.

Nel caso dei ponti in acciaio queste incertezze sono minori e sono dovute principalmente alle tolleranze che si hanno negli spessori delle lamiere.

Una valutazione di massima dei pesi propri, molto utile nello studio preliminare di un ponte, può farsi sulla base degli indici riportati nella tabella 1.3.

2.2.2 - Sovraccarico permanente

È costituito dal peso della pavimentazione stradale (o massicciata ferroviaria), dei marciapiedi, sicurvia, parapetti, nonché degli eventuali servizi transitanti sul ponte, quali cavi, condutture ecc.

Risulta evidente, da quanto detto per il peso proprio, la necessità di ridurre questi sovraccarichi per aumentare il rendimento del ponte. Si è passati così dalle pavimentazioni in blocchetti di pietra, pesanti più di 10 KN/m^2 , alle attuali pavimentazioni costituite da 7-10 cm di conglomerato bituminoso, con un peso di soli $1,5\text{-}2,5 \text{ KN/m}^2$.

In proposito le norme Italiane [1] e [2] richiedono di indicare lo spessore della pavimentazione teorico e quello massimo ipotizzabile tenendo conto che esso potrà variare nel tempo in relazione alle operazioni di manutenzione.

Nel caso d'impalcati interamente metallici, in cui la riduzione dei carichi permanenti è fondamentale, si adottano pavimentazioni di soli 3-5 cm in materiali speciali, quali mastici bituminosi o resine, che debbono risultare molto flessibili per non distaccarsi dalla lamiera di supporto.

Sui ponti ferroviari attuali il mantenimento della massicciata (o "ballast") porta a sovraccarichi permanenti elevati, dell'ordine di $11\text{-}15 \text{ KN/m}^2$, per cui si sta studiando la possibilità di ridurre i pesi morti ponendo direttamente le rotaie sulla struttura con opportuni collegamenti di tipo elastico.

2.2.3 - Spinta dei rilevati di accesso, sottospinte idrauliche ecc

Queste azioni sono difficilmente quantizzabili in modo esatto e pertanto nei calcoli si dovranno considerare i valori minimi o massimi che si possono prevedere, a seconda di quale risulta il caso più favorevole.

La spinta della terra si ha sempre sulle "spalle" cioè sulle strutture di transizione tra il rilevato di accesso ed il ponte. Per essa è sufficiente in genere adottare l'ipotesi di spinta triangolare (Rankine) rimandandosi comunque per maggiori informazioni a testi specializzati (vedi p. es. [3] [4]).

Nel valutare le spinte esercitate dai rilevati andrà considerato anche l'effetto del sovraccarico agente su di essi che si assume in genere pari a 20 KN/m² per strade principali e 10 KN/m² per quelle secondarie.

2.3 - AZIONI LEGATE AL TRANSITO DEL CARICO UTILE

2.3.1 - Sovraccarico accidentale

Il tipo ed il numero di veicoli il cui peso va considerato nei calcoli di un ponte sono specificati dalle Norme dei vari paesi, attualmente alquanto diverse tra loro per ciò che riguarda l'entità dei carichi, ma in genere simili nell'impostazione.

I ponti vengono infatti ovunque divisi in classi o categorie a seconda dell'importanza della strada (ferrovia) servita, e quindi a seconda dell'entità dei carichi massimi che vanno considerati.

Preliminarmente vanno individuate le corsie ideali in cui può suddividersi il ponte, il cui numero può non coincidere con quelle effettive. Così, per esempio, le Norme Italiane prescrivono di considerare la larghezza totale della carreggiata (comprese quindi le banchine, le corsie di sosta ecc.) e di ipotizzarla divisa in corsie di 3,50 m.

I carichi vengono in genere dati come ripartiti a m² di impalcato [5], ovvero a metro lineare lungo l'asse di ciascuna corsia [1] [6], con in più la possibilità di avere su una corsia un carico isolato molto forte la cui posizione andrà scelta utilizzando le linee di influenza in modo da avere le condizioni più gravose.

Questo tipo di approccio è sostanzialmente "deterministico" in quanto viene fissato il valore dei carichi massimi sotto il cui effetto deve essere garantita la stabilità dell'opera, cioè un sufficiente margine di sicurezza rispetto agli stati limiti.

In realtà vanno tenute presenti altre considerazioni di tipo statistico quali:

- a) la probabilità che il ponte o una parte di esso sia interamente interessato dai carichi accidentali decresce al crescere della lunghezza del tratto caricato;
- b) maggiore è il numero delle corsie e minore è la probabilità che esse siano tutte caricate contemporaneamente;
- c) la frequenza dei carichi, cioè il numero di volte che essi impegneranno il ponte, avrà una distribuzione statistica del tipo riportato in figura 2.2.

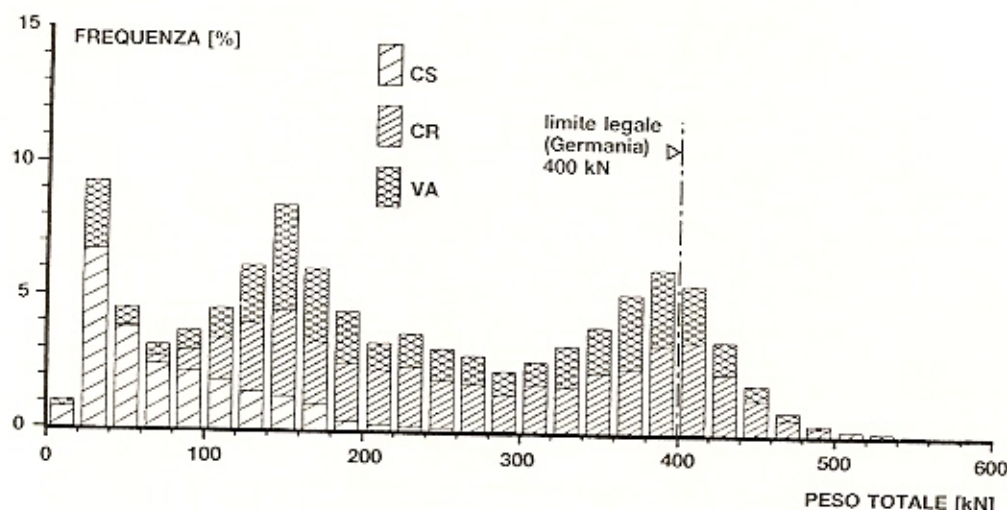


Fig. 2.2 Istogramma del peso totale degli autocarri.

CS - Camion Singolo

CR - Camion con rimorchio

VA - Veicolo articolato.

Le osservazioni a) e b) trovano riscontro nelle Norme [1] che assegnano a ciascuna corsia, oltre ad un carico uniformemente ripartito, un mezzo pesante isolato, il cui effetto decresce al crescere della luce del ponte; inoltre si ha un'esplicita riduzione dei carichi con l'aumentare delle corsie caricate.

Per ciò che riguarda il punto c), cioè l'effettivo "spettro di carico", se ne ha attualmente un riflesso implicito a livello normativo nella scelta dei coefficienti da applicare nella combinazione delle azioni. Inoltre, proprio per tener conto del basso numero di ripetizioni dei carichi massimi, le Norme Italiane prescrivono che le verifiche a fatica vengano effettuate considerando carichi ridotti rispetto ai massimi previsti.

2.3.2 - Effetti dinamici del sovraccarico accidentale

Un veicolo che transita con una certa velocità v su di un ponte induce delle azioni di natura dinamica che sono in genere superiori a quelle che si avrebbero se lo stesso carico fosse applicato al ponte staticamente.

Questo problema, che non si poneva per i vecchi ponti in muratura percorsi da carichi accidentali molto lenti e relativamente leggeri (per esempio i carri a trazione animale), è stato studiato fin dal secolo scorso, quando l'avvento della ferrovia e dei ponti in acciaio portò al transito di carichi veloci con pesi dello stesso ordine di grandezza di quelli delle strutture su cui transitavano.

I parametri che influenzano maggiormente il fenomeno sono:

1) le caratteristiche proprie del ponte o dell'elemento strutturale che si sta esaminando (schema statico, massa, ecc.);

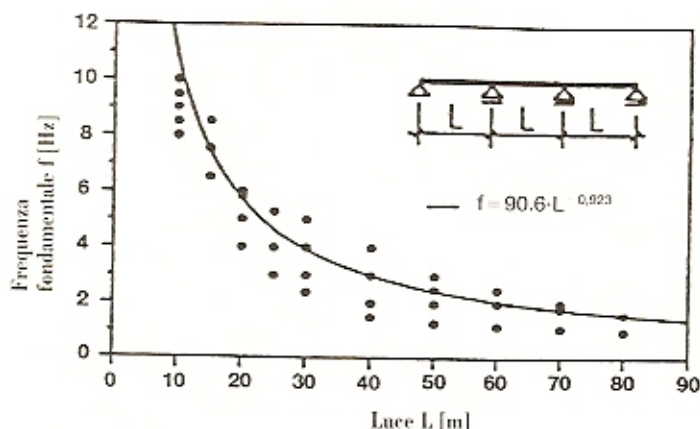


Fig. 2.3

Caratteristiche dinamiche dei ponti considerati

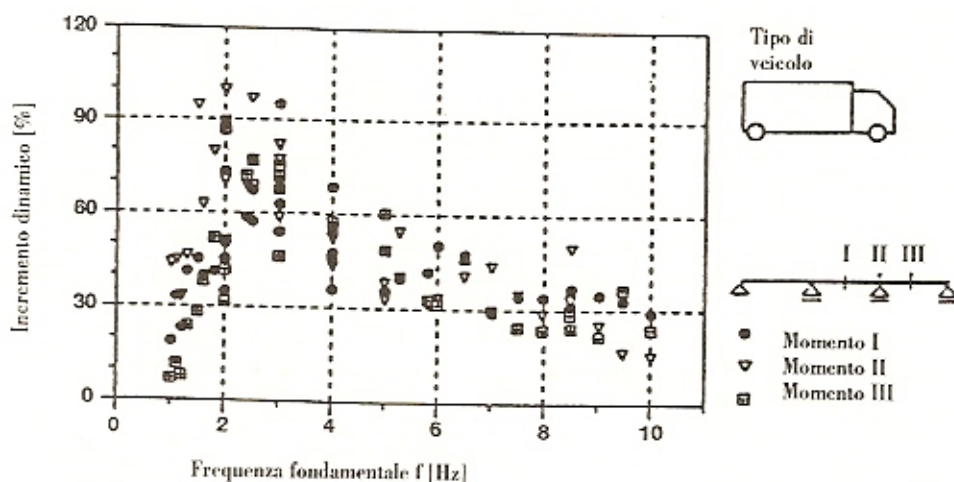
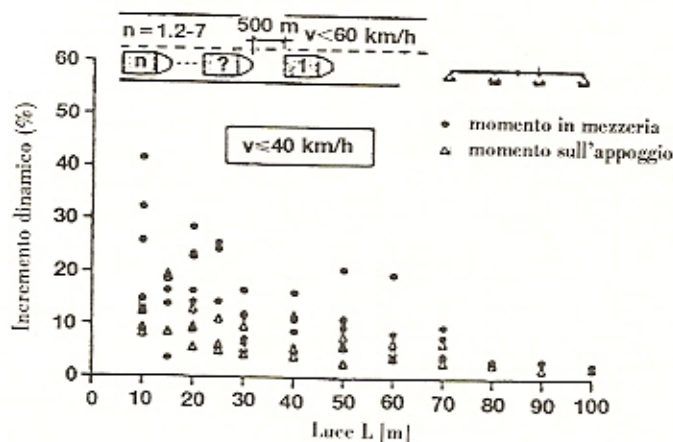


Fig. 2.4

Incrementi dinamici in funzione del tipo di veicolo
e della frequenza fondamentale del ponte.

- 2) le caratteristiche dinamiche dei veicoli (massa, caratteristiche elastoviscose di sospensioni e pneumatici);
- 3) le caratteristiche della pavimentazione (rugosità e irregolarità singolari).

Per quanto riguarda il primo punto, l'esame di molti ponti esistenti ha mostrato come la frequenza fondamentale sia un utile parametro rappresentativo di ponti simili tra loro. Tale parametro è strettamente correlato alla luce delle



Incrementi dinamici per un convoglio di automezzi pesanti

Fig. 2.5

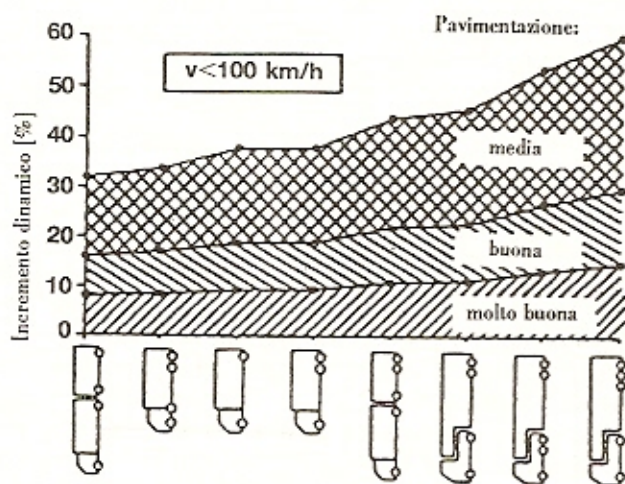
Incrementi dinamici per il momento flettente
per le sezioni d'appoggio delle nervature
di una piastra ortotropa.

Fig. 2.6

campate⁽¹⁾, come mostra la figura 2.3 relativa ad una travata continua. Studi recenti [7] consentono di rilevare, nel caso di carico isolato, maggiorazioni della sollecitazione flettente dell'ordine dell'80% per pavimentazione "buona" (figura 2.4) e del 150% per rugosità "media".

⁽¹⁾ Nel caso di trave semplicemente appoggiata di luce l , massa per unità di lunghezza m e rigidità EI , si ha:

$$\omega_0 = \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \left(\frac{m}{EI} \right)^{1/2}$$

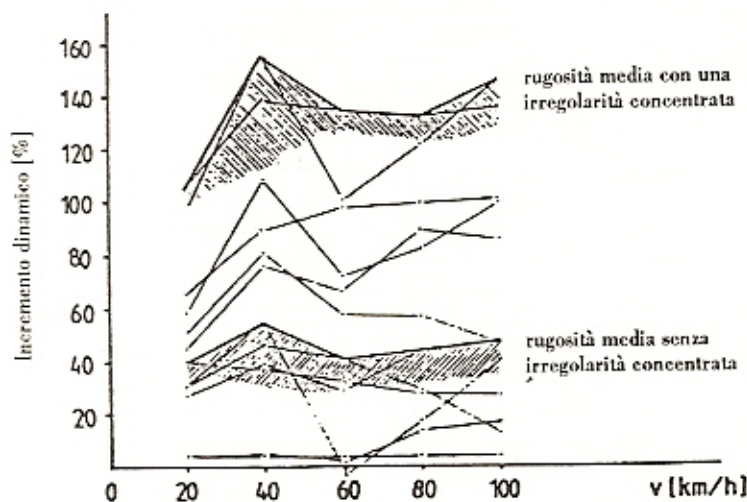


Fig. 2.7

Incremento dinamico per $s=2,30$ m

Valori più bassi si hanno invece nel caso di un convoglio di carichi, poiché si ha uno sfasamento nell'eccitazione dovuta ai singoli assi dei veicoli; si nota inoltre che l'incremento dinamico è meno influenzato dalla frequenza fondamentale, ovvero dalla luce del ponte (figura 2.5).

Gli incrementi dinamici relativi agli effetti locali risultano invece fortemente dipendenti dal tipo di pavimentazione (figura 2.6) e dalle irregolarità concentrate eventualmente presenti. In particolare la figura 2.7 mostra che nel caso di una soletta a sbalzo in c.a. lunga 2,3 m si possono raggiungere valori del coefficiente dinamico prossimi a 2,5.

I regolamenti attuali tengono conto di questi effetti definendo un coefficiente ϕ di incremento dinamico con il quale moltiplicare il valore statico del carico da impiegare nella verifica in esame.

Va infine sottolineato che alcune norme non prescrivono l'applicazione del coefficiente dinamico nel calcolo delle fondazioni essendo rilevante l'effetto di smorzamento dovuto al terreno.

2.3.3 - Le forze di frenatura (o di accelerazione) e centrifuga

Sono azioni orizzontali trasmesse alla pavimentazione stradale (ovvero ai binari) ed hanno interesse principalmente per il dimensionamento degli apparecchi d'appoggio e degli elementi verticali (pile e spalle) con relative fondazioni.

La **forza di frenatura** agisce parallelamente all'asse longitudinale del ponte e viene data in genere come percentuale del carico accidentale. Essa viene trasmessa alle pile ed alle spalle solo attraverso gli appoggi "fissi".

Nel caso di ponti ferroviari vanno anche considerate le forze trasmesse dal locomotore in fase di accelerazione, che sono della stessa entità di quelle di fre-

natura: questo fa sì che anche nel caso di binari percorsi in senso opposto dai convogli queste forze vadano sommate ipotizzando la situazione peggiore, cioè che sul ponte ci sia un treno in fase di frenatura ed un altro in fase di accelerazione.

La **forza centrifuga** si ha solo nei ponti in curva di raggio R ed agisce ortogonalmente all'asse del ponte. Nelle Norme vengono suggerite formule del tipo:

$$C = a \frac{V^2}{R} \quad (\text{forza per unità di lunghezza}) \quad (2.2)$$

essendo V la velocità di progetto ed " a " una costante.

La forza centrifuga viene trasmessa alla sottostruttura (pile o spalle) da tutti quegli apparecchi di appoggio, siano essi fissi o mobili, che impediscono gli spostamenti trasversali all'asse del ponte.

2.3.4 - Azioni sui parapetti e sui sicurvia

Queste azioni vengono date come forze statiche orizzontali applicate ad una altezza stabilita. Esse portano in genere a rinforzi locali della struttura in corrispondenza dei montanti di questi elementi oltre, naturalmente, al dimensionamento dei montanti stessi.

Così ad esempio per i ponti stradali italiani va considerata una forza orizzontale ripartita di 1,3 kN/m sul corrimano dei parapetti ed una forza concentrata di 45 kN, a 0,60 m dalla pavimentazione, sui sicurvia.

2.4 - AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni dovute al vento vanno attentamente valutate nel calcolo dei ponti potendo risultare le più onerose nel caso di grandi luci ovvero di altezze notevoli delle pile, contrariamente a quanto si ha nella maggioranza delle costruzioni ordinarie.

L'azione del vento viene di norma schematizzata come una **forza statica** orizzontale che agisce su tutta la superficie investita dell'opera più una eventuale fascia convenzionale al di sopra del piano viario (in genere alta 3 m) che rappresenta l'ingombro del carico accidentale, quando presente.

La direzione del vento viene abitualmente considerata orizzontale ed ortogonale all'asse del ponte.

Alcune Norme, peraltro, prescrivono di considerare anche possibili inclinazioni rispetto a questa direzione: le AASHTO [5], per esempio, chiedono di considerare una forza verticale di 0,9 kN/m² circa ed una possibile inclinazione del vento, rispetto alla normale all'asse del ponte, fino a 60°.

Il vento esercita anche **azioni dinamiche** che, se trascurabili nella maggioranza dei casi, possono divenire pericolose nel caso di strutture molto snelle ed in particolare dei ponti sospesi a causa di vibrazioni indotte per fenomeni aerodinamici, del tipo di quelli che si hanno nelle ali degli aerei. Un cenno a questi problemi verrà fatto nel capitolo 15.

2.5 - AZIONI SENZA FORZE ESTERNE

Alcune di queste azioni possono essere volutamente provocate all'atto della costruzione, mentre altre si hanno comunque e possono indurre o no sollecitazioni a seconda del tipo di struttura. Esse peraltro causano sempre deformazioni e quindi vanno valutate per dimensionare gli apparecchi di appoggio ed i giunti e per eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio.

2.5.1 - Coazioni impresse - Cedimenti di vincoli

Il caso più noto è quello della precompressione del cemento armato, ma si hanno anche casi di presollecitazione di strutture metalliche mediante tesatura di cavi o di sollecitazioni indotte nella struttura da martinetti o dispositivi analoghi.

È importante ricordare che nelle strutture formate da materiali soggetti a fenomeni lenti, quali il rilassamento o la viscosità, gli effetti positivi dovuti a queste coazioni tendono a ridursi nel tempo: tipico è l'esempio delle cadute di tensione nel c.a.p.

Un sistema usato a volte per far nascere uno stato di sollecitazione voluto nelle strutture iperstatiche è quello di provocare un cedimento dei vincoli di entità programmata.

In figura 2.8 sono indicati i diagrammi dei momenti nel caso di una trave continua nella quale si voglia, per qualche motivo, ridurre i momenti negativi aumentando quelli positivi.

I cedimenti di vincolo peraltro possono essere anche non voluti, ma derivare da cause accidentali quali i difetti degli apparecchi d'appoggio, i cedimenti di fondazione ecc.

L'entità di questi cedimenti va in qualche modo valutata specie nelle strutture iperstatiche, in cui essi provocano sollecitazioni.

Va comunque detto che queste sollecitazioni, nel caso del cemento armato, andranno riducendosi nel tempo per effetto della viscosità, come risulta da quanto esposto nel capitolo successivo.

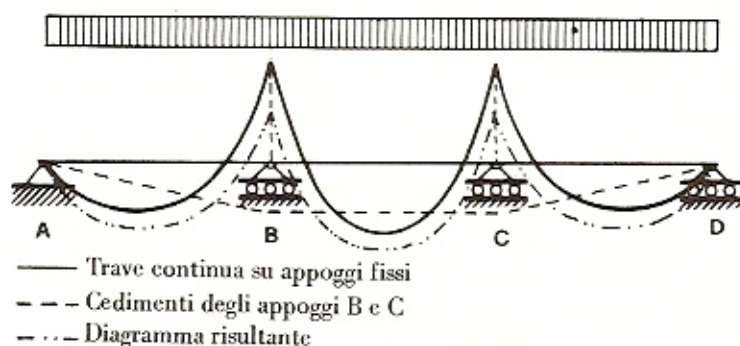


Fig. 2.8

2.5.2 - Effetti termici

Le azioni dovute agli effetti termici sono spesso sottovalutate poiché abitualmente si considerano solo le variazioni uniformi di temperatura: si ipotizza cioè che in ogni istante tutti i punti della struttura abbiano la stessa temperatura. L'entità di questa escursione, correlata sostanzialmente a fatti stagionali, è fissata dalle Norme italiane in complessivi 30 o 50 °C rispettivamente per ponti in c.a. e c.a.p. ovvero in acciaio.

In realtà l'effetto delle escursioni termiche giornaliere su elementi strutturali con diversa inerzia termica, l'irraggiamento solare, l'effetto del vento ed altre cause climatiche locali possono portare sia a distribuzioni di temperatura non uniformi all'interno di una stessa sezione che a temperature medie diverse in elementi strutturali di uno stesso ponte.

Questi fenomeni, che indicheremo sinteticamente come variazioni termiche differenziali, possono indurre sollecitazioni elevate e sono la causa di molti fenomeni fessurativi in ponti in c.a. e c.a.p. Per questo i loro effetti vanno attentamente valutati insieme a quelli causati dalle variazioni termiche uniformi; queste ultime non verranno trattate in seguito in quanto si suppongono già noti dai corsi di base.

2.5.2.1 - Andamento delle temperature nelle sezioni di impalcato

Conoscendo una serie di parametri alquanto complessi, relativi sia all'ambiente che alle caratteristiche dei materiali, è possibile conoscere la distribuzione delle temperature in una sezione qualsiasi.

Una analisi di questo tipo esula dalla presente trattazione e comunque i dati necessari per condurla sono, nella maggioranza dei casi, non sufficientemente noti.

È opportuno quindi riferirsi a quanto indicato da alcune normative che trattano questo tema: tra queste particolarmente interessante appare quella Neozelandese [8] sia perché le condizioni climatiche di quel Paese non sono molto dissimili dalle nostre, sia perché le indicazioni che fornisce hanno trovato un buon riscontro nelle indagini numeriche e sperimentali effettuate [9].

La figura 2.9 riporta la distribuzione delle temperature indicata sia dalla già citata norma Neozelandese che dalle British Standards [6], in buon accordo tra loro; la differenza di temperatura da assumere è data dalle B.S. in funzione dell'altezza della sezione: quella riportata in figura a titolo di esempio vale per un'altezza di 1 m.

Come si vede la normativa Neozelandese tiene conto dello spessore della pavimentazione che ha grande influenza sulla temperatura da assumere all'estradosso della soletta: si scende da 32° C in assenza di pavimentazione a 12° C nel caso frequente di 10 cm di conglomerato bituminoso. Le B.S. presuppongono una pavimentazione di 10 cm.

In figura è riportato anche l'andamento delle temperature sull'altezza dell'impalcato consigliato in Italia [2]. Si ipotizza un andamento lineare che, per quanto già detto, si discosta alquanto dalla realtà fisica ma semplifica molto i calcoli di verifica, come risulta meglio da quanto esposto nel seguito.

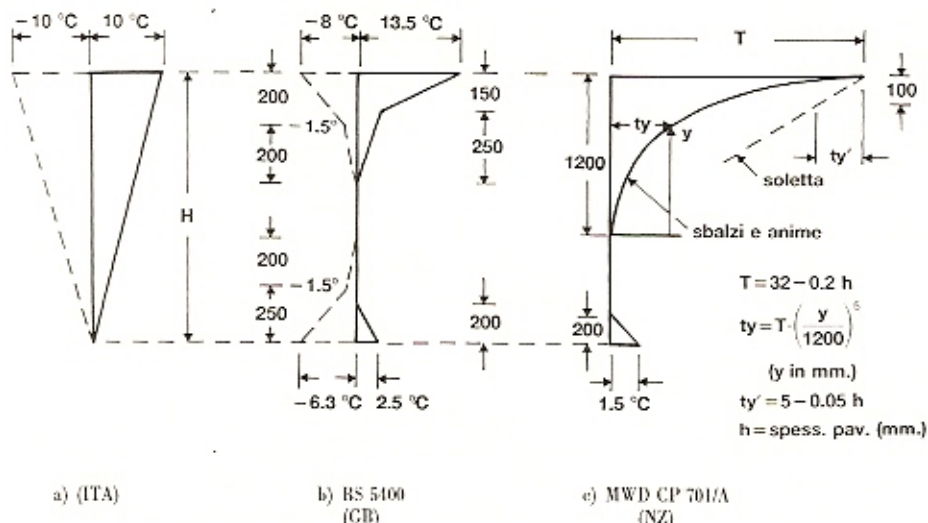


Fig. 2.9 Distribuzioni di progetto delle temperature.

Inoltre in essa si fa riferimento a gradienti termici inversi, cioè si considera anche il caso nel quale l'intradosso dell'impalcato è a temperatura maggiore dell'estradosso.

Anche le B.S. prevedono il caso di un estradosso più freddo dell'intradosso, con un gradiente che è però minore di quello che si assume nel caso opposto.

2.5.2.2 - Sollecitazioni termiche longitudinali

Sono le sollecitazioni che nascono nell'impalcato, inteso come trave, per effetto di una distribuzione non uniforme di temperatura nell'altezza delle sezioni.

Si distinguono i due casi seguenti.

2.5.2.2.1 - Caso di t variabile linearmente. In questa ipotesi le variazioni termiche differenziali hanno sulla struttura gli stessi effetti di quelle uniformi e cioè:

- provocare spostamenti, senza che nascano forze, nelle strutture isostatiche;
- indurre sollecitazioni nelle strutture iperstatiche.

Nel secondo caso il calcolo può condursi facilmente rilasciando dapprima i vincoli sovrabbondanti e calcolando gli spostamenti che si avrebbero nella struttura isostatica in corrispondenza dei vincoli soppressi; successivamente si valutano le forze necessarie per annullare questi spostamenti e quindi lo stato di sollecitazione della struttura.

Esempio n. 1

Nella figura 2.10 è trattato il caso di una trave incastrata di altezza h e momento di inerzia J costanti.

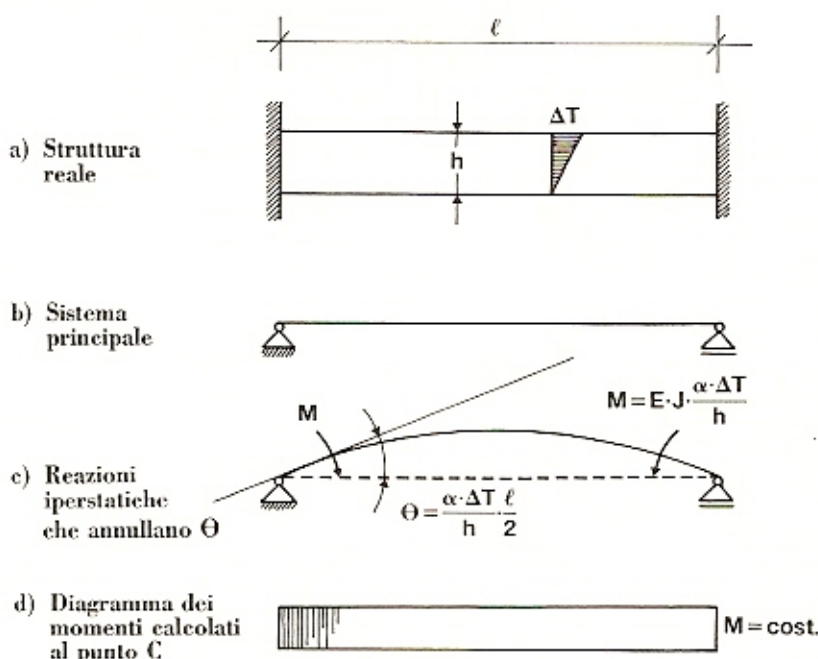


Fig. 2.10

Esempio n. 2

Trave continua a tre luci con altezza e momento di inerzia variabili.

Si considera il ponte a tre campate a luci disuguali illustrato in figura 2.11, avente l'impalcato realizzato con la giustapposizione di quattro travi a T, di altezza variabile linearmente da un minimo di 1000 mm ad un massimo di 1500 mm nelle campate di riva; di altezza costante e pari a quella massima nella campata centrale. Si considera la distribuzione lineare delle temperature prevista dalle Norme Italiane e si assume per i materiali $E = 30 \text{ GPa}$ ed $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$. Il procedimento di risoluzione è analogo a quello dell'esempio N° 1.

Per il calcolo della rotazione φ_{BC} dell'asta BC a sezione costante si ha, per ragioni di simmetria:

$$\varphi_{BC} = \int_0^{l/2} \chi \, dx \quad \text{con } \chi = \frac{\alpha \Delta T}{h}$$

Per la rotazione φ_{BA} relativa all'asta a sezione variabile si procede nel modo indicato nella figura 2.12.

Note le rotazioni di estremità basterà imporre la congruenza per determinare i momenti di continuità incogniti e quindi il diagramma delle sollecitazioni.

2.5.2.2.2 - Caso di t variabile comunque. Se rimuoviamo l'ipotesi di variazione lineare della temperatura sull'altezza della sezione nascono sollecitazioni anche nelle strutture isostatiche, cui si riferisce quanto esposto qui di seguito.

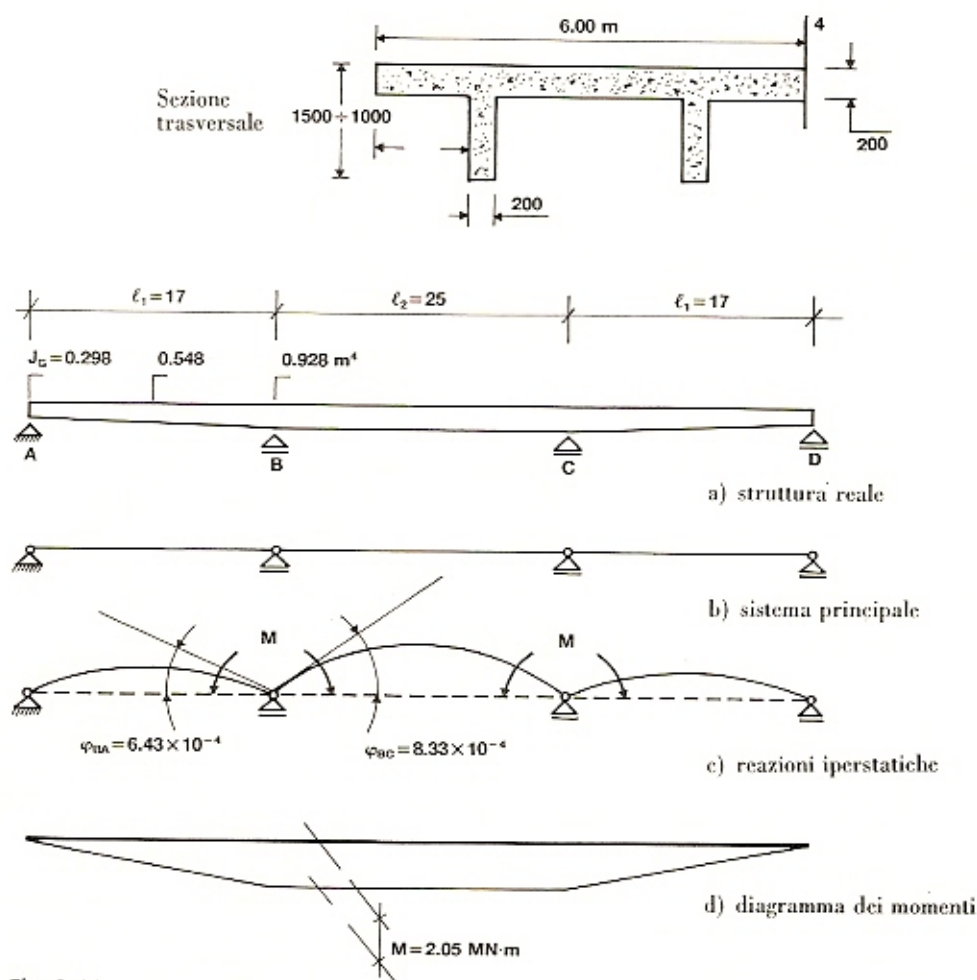


Fig. 2.11

Consideriamo una sezione di impalcato di forma qualsiasi e sia noto l'andamento $t(y)$ delle temperature rispetto ad un generico asse orizzontale di riferimento (figura 2.13).

Se ciascuna fibra potesse deformarsi liberamente si avrebbe:

$$\epsilon = \alpha t(y) \quad (2.3)$$

e la sezione si ingobbirebbe.

Poiché manteniamo l'ipotesi usuale di conservazione delle sezioni piane, l'andamento effettivo delle ϵ deve essere lineare e cioè:

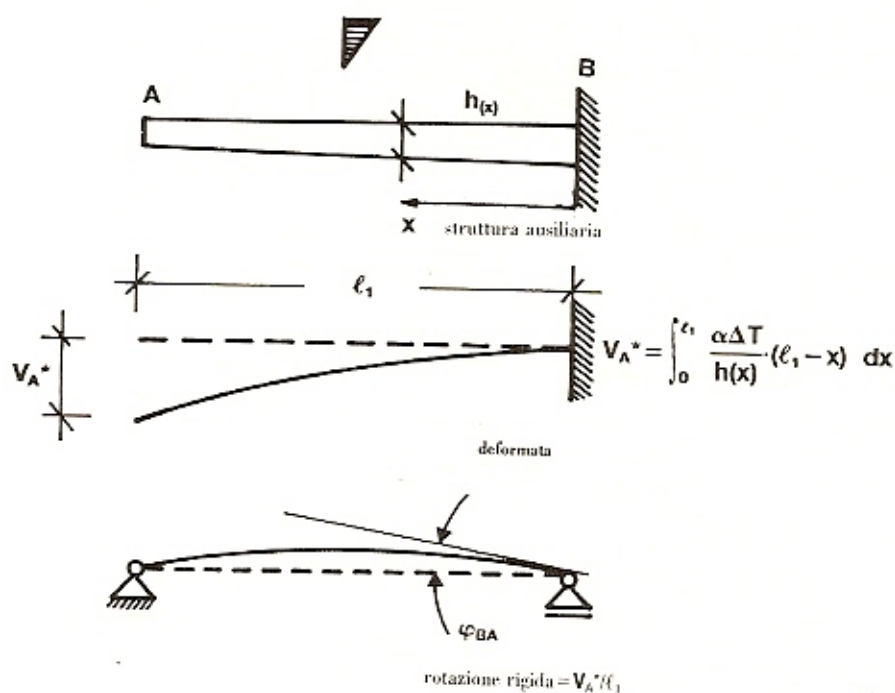


Fig. 2.12

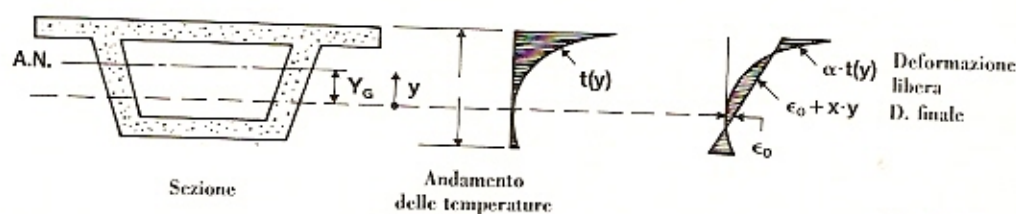


Fig. 2.13

$$\epsilon_y = \epsilon_0 + \chi \cdot y \quad (2.4)$$

ove ϵ_0 è la deformata unitaria all'altezza della fibra di riferimento e χ è la curvatura della sezione, entrambe incognite.

La differenza tra la deformazione libera e quella effettiva implica l'esistenza di tensioni pari a:

$$\sigma_y = E (\epsilon_y - \alpha t(y)) \quad (2.5)$$

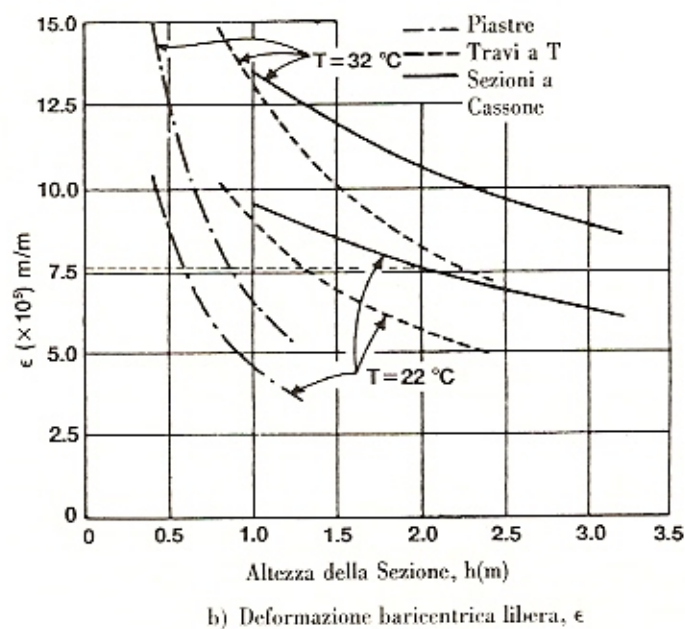
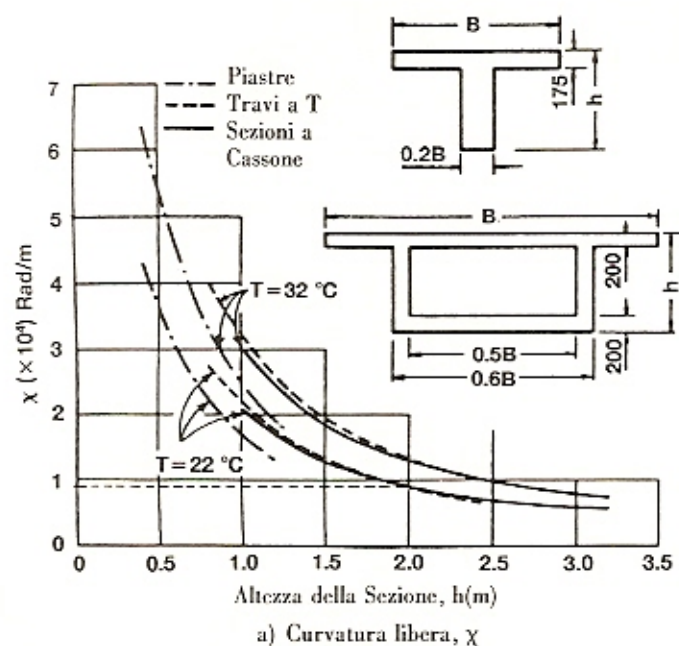


Fig. 2.14 da [2, 11].

Le incognite ϵ_0 e χ si ricavano imponendo la condizione che lo sforzo normale N ed il momento intorno all'asse baricentrico M devono essere nulli trattandosi di una struttura isostatica:

$$N = \int \sigma_y \cdot b(y) \, dy = 0 \quad (2.6)$$

$$M = \int \sigma_y \cdot b(y)(y - y_G) \, dy = 0 \quad (2.7)$$

essendo $b(y)$ la larghezza della sezione all'altezza della generica fibra ed y_G la distanza dell'asse baricentrico da quello di riferimento.

Dalle (2.6) e (2.7) si trae:

$$\chi = \frac{\alpha}{J} \int t(y) \cdot b(y) (y - y_G) \, dy \quad (2.8)$$

$$\epsilon_0 = \frac{\alpha}{A} \int t(y) \cdot b(y) \, dy - y_G \cdot \chi \quad (2.9)$$

essendo A l'area e J il momento d'inerzia della sezione.

Noti ϵ_0 e χ è possibile con la (2.5) ricavare le sollecitazioni nella sezione della struttura isostatica.

Nel caso di strutture iperstatiche bisognerà dapprima condurre, nei modi qui sopra specificati, il calcolo delle sollecitazioni sullo schema isostatico prescelto e poi sommare a queste le sollecitazioni ricavate come detto al punto precedente, sostituendo al valore $\chi = \alpha \Delta t/h$ quello della curvatura appena ricavata.

La procedura sopra vista è piuttosto laboriosa; un calcolo sufficientemente approssimato può condursi utilizzando le curve riportate nella figura 2.14, tratte da [10], che forniscono direttamente χ e ϵ_0 nel caso in cui si adotti la distribuzione delle temperature di figura 2.9c.

Le curve si riferiscono a tre tipi di sezioni trasversali, cui peraltro è lecito ricondurre la stragrande maggioranza dei casi reali.

In particolare i cassoni pluricellulari possono trattarsi, per questi effetti, come unicellulari con l'avvertenza che le limitazioni in figura 2.14a vengano applicate alla intera sezione: per esempio la larghezza complessiva delle anime deve essere pari a 0,1 B.

Per i valori della temperatura all'estradosso della soletta diversi da quelli studiati è lecita la interpolazione lineare.

Esempio n. 3

Consideriamo il caso di un ponte a sezione scatolare a tre campate uguali di 50 m di luce (figura 2.15). Dalla figura 2.14 si ricavano per $h = 2,00$ m e $T = 22$ °C:

$$\epsilon_0 = 7,62 \cdot 10^{-5} \text{ m/m}$$

$$\chi = 0,91 \cdot 10^{-4} \text{ rad/m}$$

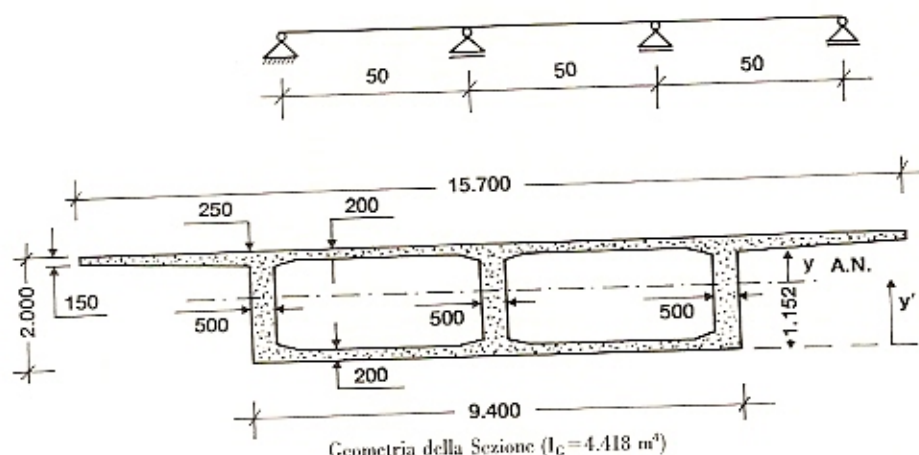


Fig. 2.15

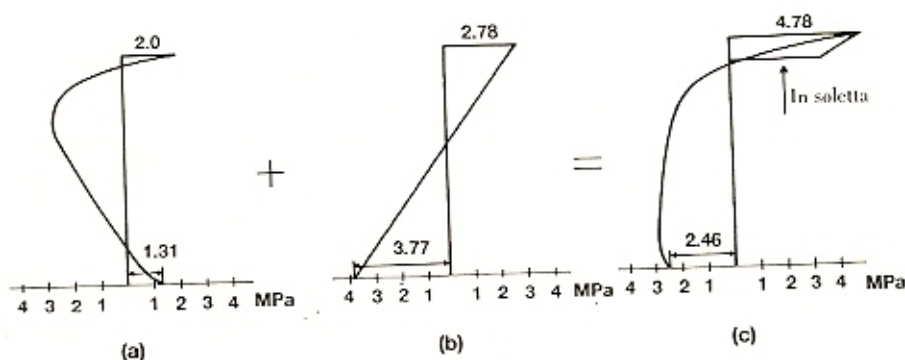


Fig. 2.16 Andamento delle tensioni sulle sezioni della campata centrale.

- a) Tensioni in una sezione qualunque della struttura principale (isostatica) per effetto delle ΔT differenziali non lineari.
 b) Tensioni provocate dal momento di continuità generate dalle curvature X .
 c) Tensioni compressive risultanti.

Si ponga $E = 30 \text{ GPa}$ ed $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$

Per l'equazione (2.5) le tensioni indotte da variazioni termiche differenziali non lineari sono date da

$$\sigma_y = 30 \cdot 10^9 (7,62 \cdot 10^{-5} + 0,91 \cdot 10^{-4} \cdot y - t_y \cdot 10^{-5})$$

in Pa, con y misurata a partire dall'asse neutro. A queste tensioni (figura 2.16a), che si verificano sulle sezioni dello schema isostatico principale, vanno sommate quelle indotte dal momento di continuità (figura 2.16b) che vale

$$M = 14,47 \text{ MNm}$$

2.5.2.3 - Sollecitazioni termiche trasversali

Sono quelle che nascono nel piano ortogonale all'asse del ponte e che riguardano quegli impalcati la cui sezione è riconducibile ad un telaio chiuso, cioè le sezioni a cassone. In questi casi, oltre alle sollecitazioni longitudinali appena viste, vanno considerate anche quelle che nascono nella sezione trasversale per il fatto che, con la distribuzione delle temperature vista in figura 2.9, la soletta superiore si viene a trovare ad una temperatura diversa da quella delle altre pareti.

Dato il piccolo spessore della soletta in questione è senz'altro lecito accettare una distribuzione lineare delle temperature nello spessore stesso. Le sollecitazioni trasversali che si generano possono così ottenersi come somma di quelle dovute all'allungamento della soletta e di quelle dovute alla sua tendenza ad incurvarsi.

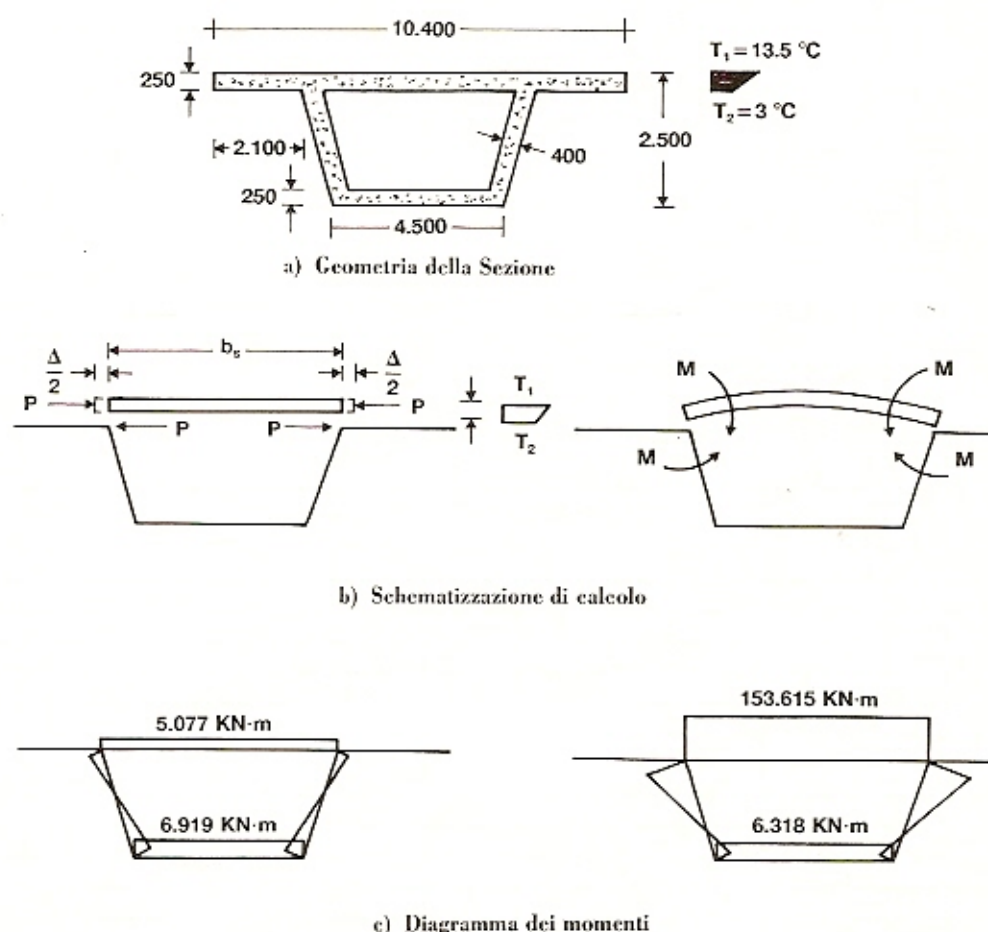


Fig. 2.17

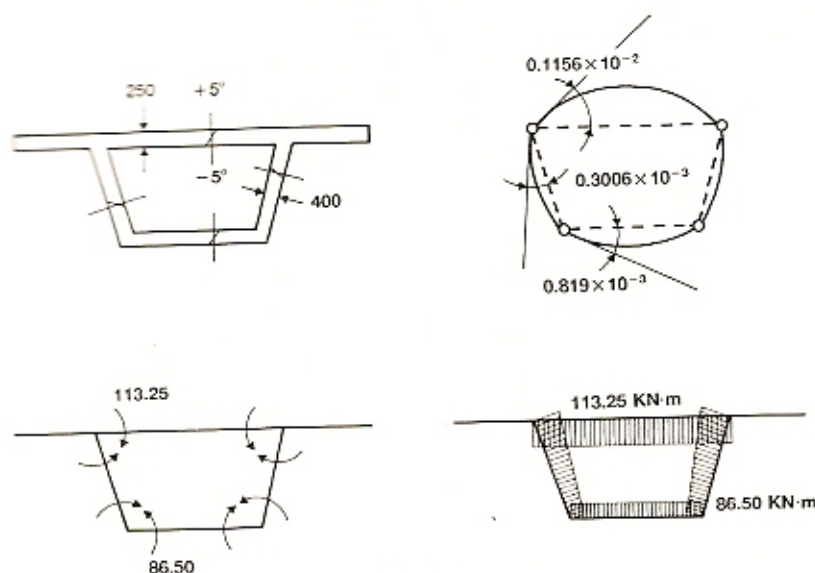


Fig. 2.18

Esempio n. 4

Sia data la sezione di impalcato raffigurata in figura 2.17a. I lembi superiore ed inferiore della soletta si trovano rispettivamente alle temperature $T_1 = 13,5^\circ\text{C}$ e $T_2 = 3^\circ\text{C}$; si può pensare che l'allungamento della soletta sia dovuto ad una distribuzione uniforme di temperatura pari a $(T_1 + T_2)/2$ mentre le rotazioni siano causate da una variazione differenziale di valore $(T_1 - T_2)/2$.

L'entità delle sollecitazioni dovute alle singole deformazioni è riportato in figura. Quelle effettive sono date dalla somma dei due casi distinti.

Alcune volte ci si limita ad ipotizzare che l'interno del cassone sia ad una temperatura diversa da quella esterna, con andamento lineare nello spessore delle pareti.

In questo caso si può procedere come visto in 2.5.2.2.1, passando attraverso un sistema isostatico principale nel quale fare avvenire liberamente le rotazioni delle aste.

Nel caso dell'esempio precedente, ipotizzando un Δt di 10°C tra interno ed esterno del cassone, si avrebbero le sollecitazioni indicate in figura 2.18; un problema identico si ha nelle pile con sezione scatolare.

2.5.2.4 - Altri casi di variazioni termiche differenziali

Come detto in premessa si hanno casi di ponti formati da elementi che, essendo dotati di inerzia termica molto diversa tra loro, possono raggiungere nell'arco della giornata temperature medie differenti.

Un caso tipico è quello dei ponti strallati le cui funi seguono le variazioni termiche rapide al contrario della travata (specie se in calcestruzzo), che ha una inerzia termica molto superiore.

In questi casi non si hanno problemi nel calcolo degli effetti dovuti a questo Δt , quanto piuttosto nel definirne l'entità, che va valutata caso per caso.

Un problema analogo può aversi nei ponti ad arco a via inferiore; i pendini di sospensione dell'impalcato, molto sottili, possono trovarsi a temperature diverse dall'arco e dall'impalcato stesso, più massicci.

2.5.2.5 - Effetti della fessurazione del calcestruzzo

Tutto quanto detto in precedenza si basa sull'ipotesi che il materiale sia omogeneo, isotropo ed a comportamento elastico lineare. Ciò è vero con buona approssimazione per gli impalcati in cemento armato precompresso. Nel caso di impalcati in cemento armato ordinario la fessurazione, sempre presente, riduce il momento d'inerzia delle sezioni e quindi le sollecitazioni dovute agli effetti termici.

Il calcolo rigoroso delle sollecitazioni [16] tenendo conto delle fessure è lungo e laborioso, anche se concettualmente identico a quanto già visto. Risultati sufficientemente accurati possono ottenersi procedendo nel seguente modo approssimato:

- a) si trascurano le sollecitazioni provocate dalla eventuale non linearità delle temperature sull'altezza della sezione;
- b) le curvature nella struttura isostatica principale (cioè con i vincoli sovrabbondanti rilasciati) possono calcolarsi considerando le sezioni non fessurate;
- c) si calcolano le iperstatiche considerando i momenti d'inerzia delle sezioni fessurate⁽¹⁾.

In molti casi semplici di travi ad altezza variabile si può eseguire il calcolo con un momento di inerzia costante pari alla media tra il valore che si ha nelle sezioni di mezzera e di appoggio.

2.5.3 - Attrito nei vincoli

Un vincolo perfetto dovrebbe consentire determinati spostamenti senza che ad essi siano associate forze.

Ciò non accade mai a causa degli attriti che dipendono dal tipo di apparecchio di appoggio, come illustrato in dettaglio nel capitolo 10.

2.6 - AZIONI DOVUTE ALL'OSTACOLO SOVRAPPASSATO

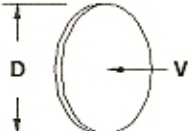
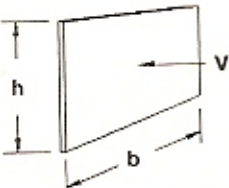
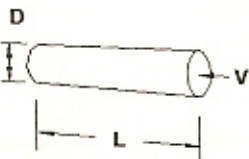
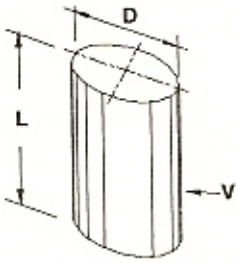
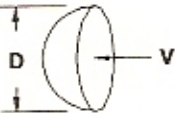
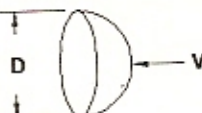
Possono essere di diversi tipi a seconda della natura dell'ostacolo e vanno valutate caso per caso. Tra le più frequenti si citano:

2.6.1 - Azioni idrodinamiche

Si hanno su eventuali parti di struttura investite da acqua in movimento. La pressione che si esercita si può indicativamente porre uguale a [11]:

⁽¹⁾ Il calcolo è iterativo poiché i momenti dovuti alle variazioni termiche si sommano a quelli dovuti ai carichi permanenti ed accidentali e quindi contribuiscono anch'essi alla fessurazione delle sezioni.

Tabella 2.1

Forme	N.r Reynolds	Dimensioni	Coefficiente C_D
	$> 10^3$	---	1.12
	$> 10^3$	$\frac{b}{h} = \begin{matrix} 1 \\ 5 \\ 10 \\ \infty \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1.16 \\ 1.20 \\ 1.50 \\ 1.90 \end{matrix}$
	$> 10^3$	$\frac{L}{D} = \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 4 \\ 7 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1.12 \\ 0.91 \\ 0.85 \\ 0.87 \\ 0.99 \end{matrix}$
	10^5	$\frac{L}{D} = \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 5 \\ 10 \\ 20 \\ 40 \\ \infty \end{matrix}$	$\begin{matrix} 0.63 \\ 0.68 \\ 0.74 \\ 0.82 \\ 0.90 \\ 0.98 \\ 1.20 \end{matrix}$
	$> 5 \times 10^5$	$\frac{L}{D} = \begin{matrix} 5 \\ \infty \end{matrix}$	$\begin{matrix} 0.35 \\ 0.34 \end{matrix}$
	$> 10^3$	---	1.33
	$> 10^3$	---	0.34

$$p = \frac{1}{2} \rho C_D v^2 \quad \text{in KN/m}^2 \quad (2.10)$$

con

ρ = densità dell'acqua che può assumersi pari a $1 \text{ KN} \cdot \frac{\text{sec}^2}{\text{m}^4}$

C_D = coefficiente di forma uguale a 0,5 - 1,5 (v. tabella 2.1)

v = velocità dell'acqua in m/sec

2.6.2 - Spinta del ghiaccio

Irrilevante nei nostri climi, costituisce un'azione importante in quei paesi ove è prevista la possibilità che l'acqua geli per spessori notevoli (dell'ordine dei metri). In Svezia, per esempio, le Norme prescrivono una pressione di 280 t/m^2 sulla parte del ponte interessata dalla glaciazione.

2.6.3 - Urto di mezzi o di natanti

L'urto accidentale di natanti su pile che ricadono in vie d'acqua navigabili, va considerato in sede di progetto.

In questa eventualità l'energia cinetica del natante per una parte (all'incirca la metà) viene dissipata nella deformazione plastica del guscio del natante stesso e nei moti turbolenti dell'acqua, mentre la restante parte deve essere assorbita dalla struttura del ponte in fase elastica o con eventuali plasticizzazioni locali che comunque non compromettano la stabilità globale dell'opera. È evidente allora che per grossi natanti e velocità presunte d'urto elevate, risulta più economico ricorrere ad opere di difesa indipendenti dal ponte, quali scogliere o vere e proprie isole artificiali.

Problemi analoghi, anche se con energie molto più modeste, si hanno nel caso di urti di automezzi su pile di viadotti o di cavalcavia.

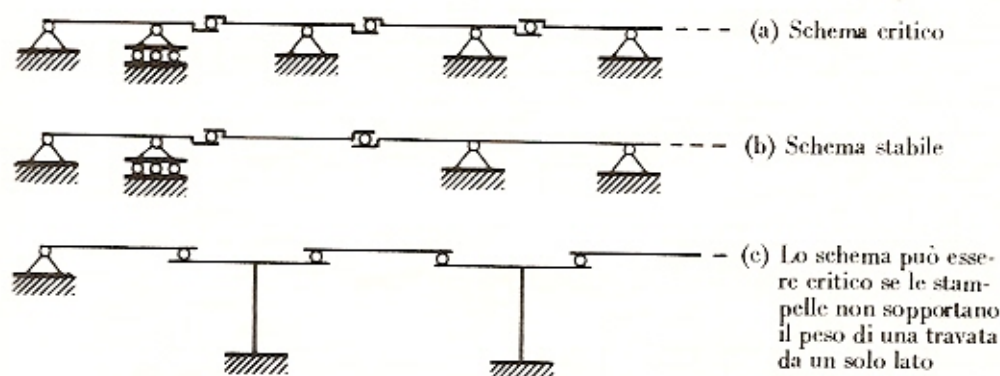


Fig. 2.19

Le ferrovie Italiane ad esempio prescrivono di considerare una forza statica di 1000 KN applicata a 1,20 m dal piano stradale.

Va in ogni caso tenuta presente l'assoluta necessità nei ponti a più luci di garantirsi, mediante la scelta di uno schema statico appropriato, contro l'eventualità che la crisi di una campata provochi la crisi dell'intero ponte, come accadrebbe, per esempio nello schema di figura 2.19 a.

2.6.4 - Movimenti franosi

Esistono casi in cui non si può evitare di disporre le pile di un viadotto in zone franose o sospette di essere tali. Vanno allora previste spinte suborizzontali sulle fondazioni o parti di esse, per la valutazione delle quali si rimanda alla letteratura specializzata.

Qui preme sottolineare che queste azioni, quando presenti, sono generalmente le più onerose per l'opera e tra le principali cause di collasso, per cui vanno attentamente valutate.

2.7 - AZIONI SISMICHE

Molte zone d'Italia, specificate da apposite Leggi, sono considerate soggette al rischio di eventuali sismi.

La valutazione delle azioni che si hanno in una struttura in caso di sisma può avvenire con un'indagine **dinamica**, per la quale si rimanda a pubblicazioni specifiche, ovvero **statica**. In quest'ultimo caso l'effetto del sisma viene assimilato a quello di una serie di forze orizzontali e verticali applicate ai baricentri delle masse della struttura e ad esse proporzionali.

Le attuali Norme Italiane [12] prescrivono di valutare le forze orizzontali con l'espressione:

$$F_h = r W = C R I W \quad (2.11a)$$

ove r , detto comunemente "**coefficiente sismico**" rappresenta la frazione del peso W della massa strutturale che va considerata come forza orizzontale.

Il coefficiente sismico, viene in genere fatto dipendere da tre parametri:
 C - coefficiente d'intensità sismica: tiene conto del grado di sismicità della zona in cui ricade il ponte. Attualmente in Italia si hanno zone di 1ª categoria ($C=0,1$), di 2ª categoria ($C=0,07$) e di 3ª categoria ($C=0,04$).

R - coefficiente di risposta: è funzione del primo periodo proprio di oscillazione della struttura T_0 , e decresce all'aumentare di questo. Qualora T_0 non venga calcolato si assume $R=1$.

I - coefficiente di protezione sismica che, salvo casi particolari, per i ponti viene assunto uguale a 1.

Una espressione simile si ha per il calcolo delle forze statiche verticali, e cioè:

$$F_v = m C I W \quad (2.11b)$$

con m eguale a 2.

Nel caso dei ponti, data la natura dei carichi accidentali, si considerano per W i soli carichi permanenti. (Per altre strutture si considera invece anche una frazione del sovraccarico, specificata dalla legge).

Le sollecitazioni α_h (momenti flettenti e torcenti, sforzi normali e di taglio) provocate da F_h e quelle α_v provocate da F_v non vanno sommate tra di loro poiché è improbabile che esse raggiungano i valori massimi nello stesso istante. Ciò vale anche per gli spostamenti η .

Si fa invece la combinazione vettoriale degli effetti e cioè, con ovvio significato dei simboli:

$$\alpha = (\alpha_h^2 + \alpha_v^2)^{1/2} \quad \eta = (\eta_h^2 + \eta_v^2)^{1/2} \quad (2.12)$$

Naturalmente non conoscendosi a priori la direzione del sisma, le verifiche andranno effettuate per diverse direzioni di F_h . (In genere quella parallela all'asse del ponte e quella ad essa trasversale).

I coefficienti sismici prescritti dalla normativa si riferiscono a sismi "leggeri", che hanno un periodo di ritorno relativamente breve e pertanto una elevata probabilità di investire il ponte durante la sua vita.

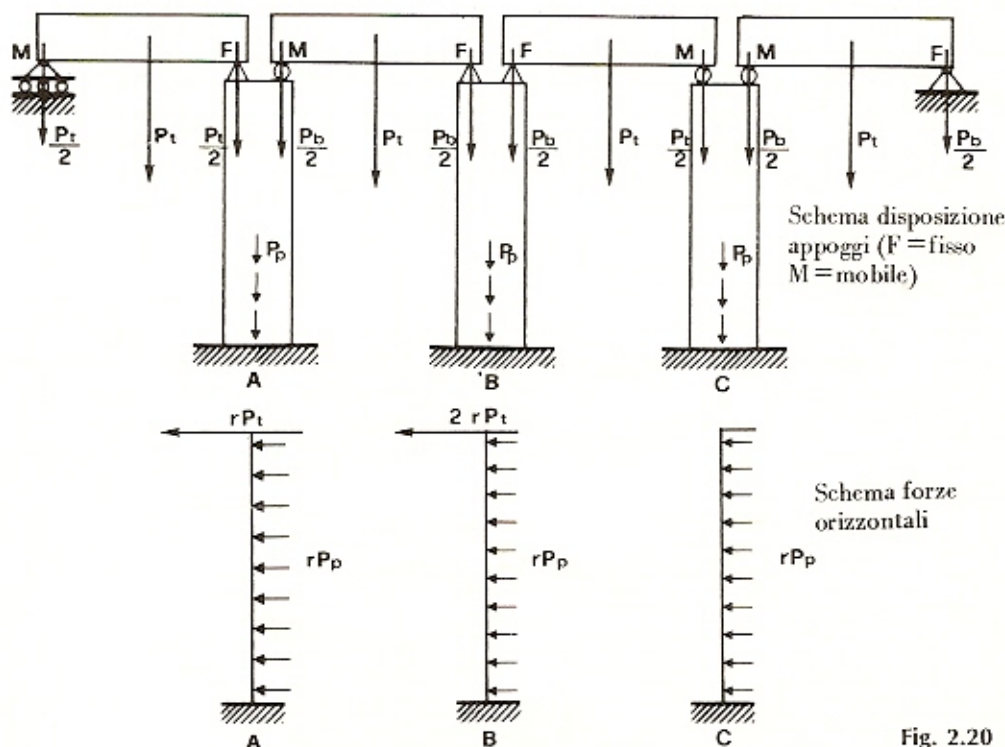


Fig. 2.20

Per questo motivo l'opera deve rimanere, sotto queste azioni, in fase elastica: ciò si traduce nella richiesta delle Norme di eseguire le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili.

Il ponte però, anche se con probabilità inferiori, può essere investito da sismi molto più violenti di quelli descritti dai coefficienti R prima citati.

In questi casi si accetta che la struttura esca dal limite elastico plasticizzandosi localmente, ma senza arrivare al collasso: ciò è possibile purché essa sia dotata della necessaria "duttilità" di cui si parlerà più estesamente nel capitolo 11.

Di queste possibili plasticizzazioni la Normativa Italiana attuale ne tiene implicitamente conto prescrivendo che gli spostamenti η da considerare nel dimensionamento degli appoggi, dei giunti ecc., siano assunti pari a 6 volte quelli derivati da un calcolo statico convenzionale con il sisma di progetto (quattro volte se si è eseguita l'analisi dinamica in fase elastica).

Nel caso frequente dei ponti a travata va tenuta ben presente la disposizione dei vincoli al fine della corretta applicazione di queste forze.

Poiché **tutta** la forza orizzontale corrispondente al peso di una travata viene trasmessa alla pila dall'appoggio fisso, ubicando questi opportunamente si possono favorire alcune pile a scapito di altre.

Nella figura 2.20 è riportata a titolo esemplificativo la distribuzione delle F_h nel caso di sisma longitudinale su un ponte a travata: con la distribuzione degli appoggi ipotizzata la pila C non ha forze orizzontali in sommità mentre la B ne ha il doppio di quelle che si hanno nei casi ordinari, rappresentati dalla pila A.

È evidente il vantaggio di avere travi continue (o con soletta continua) che consentono di trasferire tutte le forze orizzontali longitudinali di origine sismica ad un elemento basso e rigido, quale è la spalla, disimpegnando le pile.

Per ulteriori dati sulla valutazione delle azioni sismiche nei ponti si consultino anche i capitoli 10 (Appoggi e ritegni) e 11 (Pile).

2.8 - CRITERI DI VERIFICA

Tutte le azioni esaminate in precedenza andranno combinate nel modo più sfavorevole per eseguire le verifiche. Peraltro ovvie considerazioni statistiche portano ad escludere l'eventualità che tutte le azioni agenti sulla struttura siano massime contemporaneamente, per cui le Norme dei vari Paesi forniscono opportuni coefficienti per i quali vanno moltiplicati i carichi sulla base della probabilità che essi hanno di verificarsi contemporaneamente.

Così, per esempio, nel caso si eseguano le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, la spinta del vento verrà considerata per intero se si suppone il ponte scarico, mentre verrà considerata ridotta se si considera la contemporanea presenza del carico accidentale e così via.

Nel caso invece di verifiche agli stati limite ultimi (SLU) varieranno i moltiplicatori delle singole azioni che sono in genere più bassi per i carichi permanenti rispetto a quelli accidentali, e tanto minori quanto minore è la probabilità che tutte le azioni considerate si verifichino contemporaneamente.

Particolarmente importante, per i ponti, è lo SLU per fatica. Per esso le Norme [1] forniscono valori dei carichi accidentali che, dovendosi ripetere un numero elevato di volte, sono evidentemente inferiori di quelli assunti per lo SLU a rottura.

Nel paragrafo successivo si ritiene utile riportare alcuni brevi richiami sui fenomeni di fatica.

2.9 - RICHIAMI SULLA FATICA

2.9.1 - Aspetti generali

Quando si sottopone un materiale a carichi variabili nel tempo si può arrivare a rottura per valori di tensione anche molto inferiori di quella che si raggiungerebbe se il carico fosse applicato una sola volta, cioè della "tensione di rottura" che caratterizza quel materiale.

Questa riduzione, dovuta alla "fatica", è tanto più sensibile quanto maggiore è il numero di volte che si varia la tensione e quanto maggiore è l'escursione della stessa: è evidente l'importanza che questi fenomeni assumono nei ponti ove i carichi accidentali sono, per loro natura, fortemente ripetitivi.

Le rotture per fatica sono sempre di tipo fragile, anche quando riguardano materiali di per sé duttili, e quindi costituiscono uno stato limite particolarmente insidioso.

La resistenza a fatica di una struttura o di una sua parte dipende, oltre che dal materiale base impiegato, da molti fattori come la presenza di autotensioni nei profilati metallici (dovute a trattamenti termici, lavorazione ecc.), intagli, sal-

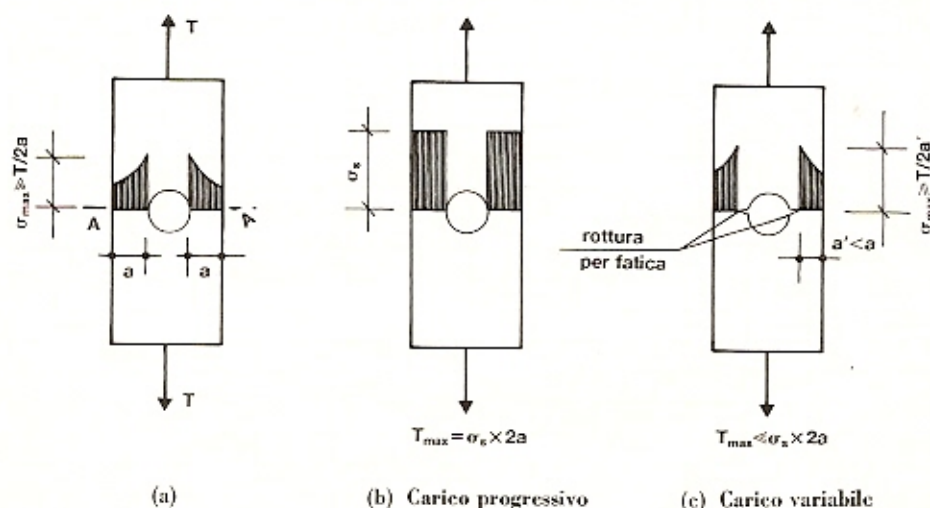


Fig. 2.21

dature e concentrazioni di tensione in genere. Questi fatti come è noto provocano punte di tensione localizzate che però non hanno di solito molta influenza sulla resistenza statica del pezzo nel suo insieme, grazie alle plasticizzazioni locali che provocano una redistribuzione degli sforzi.

Viceversa questi fattori possono ridurre molto la resistenza a fatica dell'elemento così come la riducono l'eventuale corrosione o la scabrosità superficiale del pezzo.

A titolo di esempio si analizzi cosa accade in una barra di acciaio (supposta di spessore unitario) con un foro centrale quando viene sottoposta ad uno sforzo di trazione.

Per effetto del foro la distribuzione delle σ nella sezione AA ha l'andamento qualitativo di figura 2.21a. Se la T cresce progressivamente, dopo che la $\sigma_{\max}$ ha raggiunto la soglia di plasticizzazione σ_s , vi è la plasticizzazione progressiva della sezione talché la $T_{\max}$ non risente più delle disuniformità precedenti (figura 2.21b).

Se invece T varia ciclicamente la $\sigma_{\max}$ può raggiungere il limite di fatica quando è ancora lontana da σ_s ; si innesca una rottura in vicinanza del foro che riduce la sezione utile e quindi porta rapidamente al collasso (figura 2.21c).

Qualcosa di molto simile si ha in vicinanza dei cordoni di saldatura ove i picchi di tensione sono legati a fatti termici.

Per questi motivi le varie Normative in genere classificano i vari dettagli delle unioni in funzione della loro sensibilità ai fenomeni di fatica [13] [14].

2.9.2 - Il caso di tensioni cicliche

Consideriamo dapprima il caso teorico di un elemento sottoposto ad una tensione variabile con legge sinusoidale tra due limiti, $\sigma_{\min}$ e $\sigma_{\max}$ (figura 2.22).

Questo tipo di ciclo è quello che normalmente si ha nelle macchine di prova dei laboratori sperimentali ed è individuato da due parametri: R e $\sigma_{\max}$ oppure σ_m e $\Delta\sigma$.

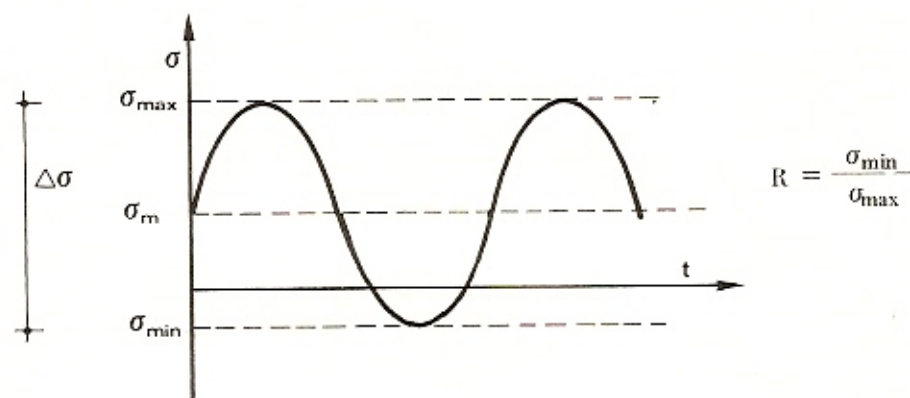


Fig. 2.22

Il rapporto R può variare tra -1 e $+1$ e ha i seguenti valori caratteristici:

$R = +1$	$\sigma_{\min} = \sigma_{\max}$	carico statico
$0 < R < 1$	$0 < \sigma_{\min} < \sigma_{\max}$	carico pulsante
$R = 0$	$\sigma_{\min} = 0$	carico pulsante dallo zero
$-1 < R < 0$	$-\sigma_{\max} < \sigma_{\min} < 0$	carico alterno asimmetrico
$R = -1$		carico alterno simmetrico

Se si assoggetta un dato elemento ad una ripetizione di N cicli, si avrà la rottura per fatica per un valore della $\sigma_{\max}$ inferiore, in genere, alla σ_r di rottura statica e tanto minore quanto maggiore è N .

Le curve che danno la σ di rottura per fatica in funzione di N sono note come curve di Wöhler e sono rappresentate generalmente in scala logaritmica.

Queste curve, nel caso dell'acciaio, sono indipendenti da R ed hanno espressioni del tipo:

$$\log N = \log a - m \log \Delta \sigma_r \quad (2.13)$$

dove:

$\Delta \sigma_r$ è la resistenza a fatica per N cicli;

N è il numero di cicli di escursione di tensione;

m è la pendenza delle curve di resistenza a fatica, che può avere valore 3 e/o 5;

$\log a$ è una costante che dipende da m .

Nella figura 2.23 sono riportate le curve valide per tensioni normali e distinte in base al dettaglio costruttivo che si vuole verificare a fatica.

Si vede dunque che per questo materiale quello che conta è solo il $\Delta \sigma$, a prescindere dal valore medio della sollecitazione.

Diverso sembra essere il caso del calcestruzzo, anche se la sperimentazione disponibile è molto meno copiosa di quella per l'acciaio.

Il Model - Code FIP-CEB [15] del 1990, ad esempio, fornisce per il calcestruzzo soggetto a tensioni di compressione variabili l'espressione

$$\log N = 10(1 - \gamma_{sd} \cdot \sigma_{c,\max} / f_{cd,fat}) / \sqrt{1 - R} \quad (2.14)$$

dove

$$f_{cd,fat} = \left\{ 0,85 \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right\} / \gamma_{c,fat}$$

mentre f_{ck} è la resistenza di calcolo cilindrica.

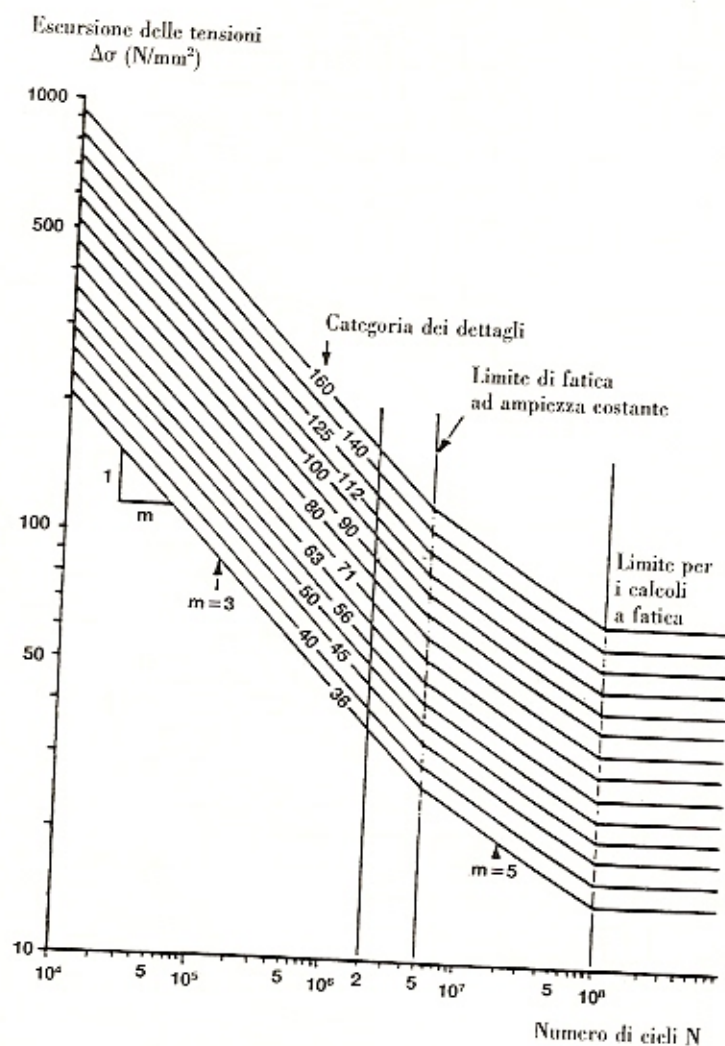


Fig. 2.23 Curve della resistenza a fatica per escursioni delle tensioni normali (da [14]).

Nella realtà i carichi agenti sui ponti non sono di tipo sinusoidale ma seguono una legge molto variabile: se registrassimo l'andamento delle σ ⁽¹⁾ in una sezione di un ponte troveremmo, anziché l'andamento di figura 2.22, qualcosa del tipo di figura 2.24.

Il primo problema che si pone, ammesso di disporre di queste registrazioni, è di come effettuare la conta dei cicli.

(¹) Se la struttura ha una risposta elastica lineare la storia delle σ coincide, a meno di una costante, con la storia dei carichi.

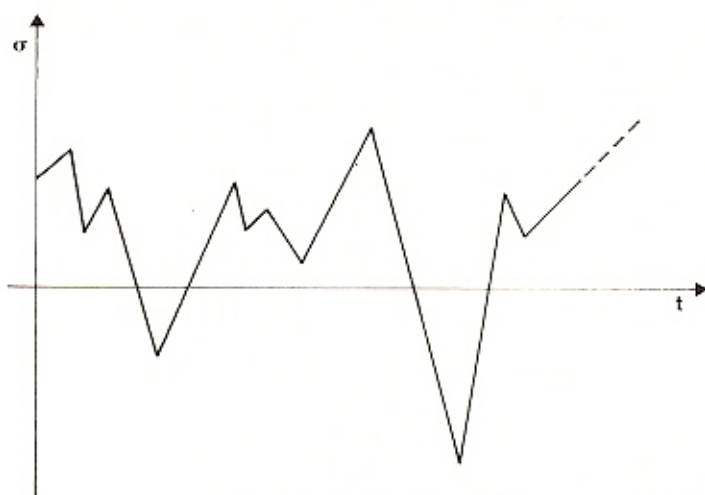


Fig. 2.24

Ciò viene fatto in genere con la regola "del serbatoio" (rainflow method) anche se alcuni Autori la ritengono valida solo per i materiali metallici mentre per il calcestruzzo propongono altri criteri (si veda ad esempio [17]).

La regola del serbatoio consiste in questo:

a) si suppone che lo spettro di carico sia formato da tratti simili che si ripetono, lunghi a piacere: può essere il traffico di un giorno, di un mese, di un anno o più. (Questa ipotesi non costituisce pertanto un limite).

Si analizza allora un tratto della storia delle σ compreso tra due massimi ripetuti;

b) si immagina che il tratto da analizzare sia un serbatoio pieno di acqua e si misura il massimo dislivello del liquido: è questa la $\Delta\sigma_1$ (figura 2.25);

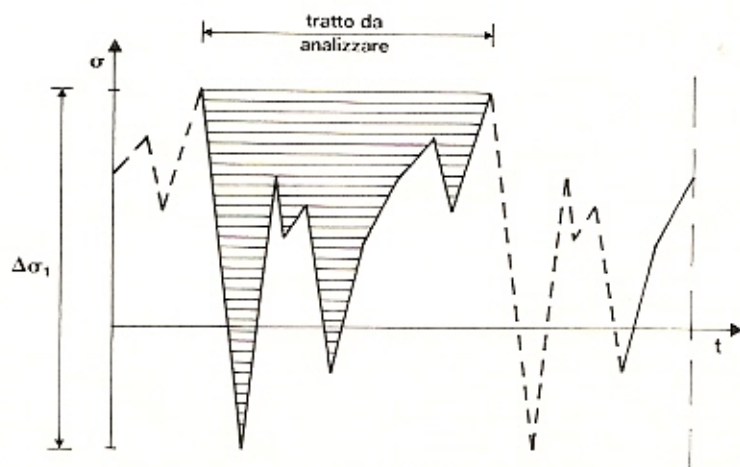


Fig. 2.25

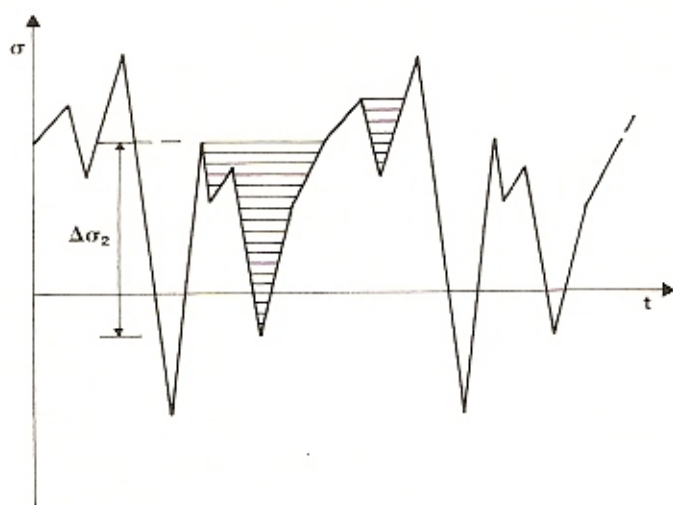


Fig. 2.26

c) si immagina di svuotare il serbatoio facendo uscire l'acqua dal punto più basso.

Rimarranno una serie di serbatoi secondari ciascuno dei quali avrà un dislivello che corrisponde ad altrettanti $\Delta\sigma_i$ (figura 2.26);

d) si svuotano progressivamente gli altri serbatoi e così via.

Con questo tipo di conteggio si arriva a definire un certo numero di $\Delta\sigma_i$ ciascuno dei quali si ripete n_i volte.

Il secondo problema che si pone allora è quello di valutare il danneggiamento causato dalle ripetizioni dei carichi.

Per questa valutazione si può accettare **la regola di Miner** anche se questo Autore la derivò sperimentalmente nel 1945 per le sole leghe leggere impiegate in campo aeronautico.

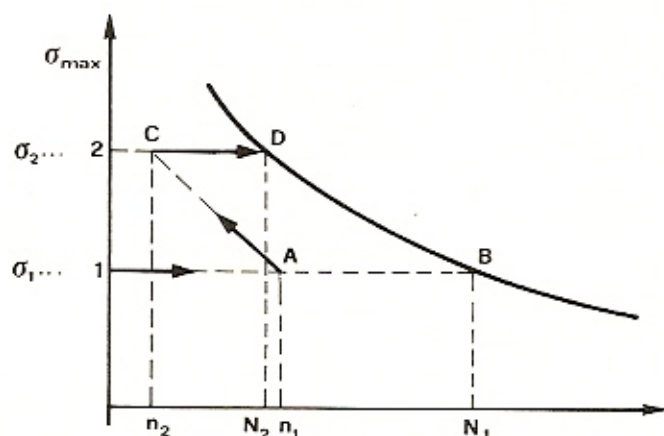
La legge di Miner si basa sulle due ipotesi seguenti:

- l'ordine di applicazione dei carichi non influenza il risultato finale. Ciò in realtà non è del tutto vero poiché se i carichi ripetuti vengono applicati in modo crescente si ha un effetto di **allenamento** del materiale che migliora il proprio comportamento a fatica. L'opposto succede con carichi decrescenti;
- se le tensioni massime $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \dots$ vengono applicate $n_1, n_2, n_3 \dots$ volte, risulta:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (2.15)$$

avendo indicato con $N_1, N_2, N_3 \dots$ il numero di cicli che avrebbe portato a rottura il pezzo per ciascuno dei valori indicati.

La (2.15) ha un preciso significato, se riferita alla curva di Wöhler, che è il seguente (figura 2.27).



Effettuare n_1 cicli al livello 1 vuol dire percorrere una certa frazione del cammino totale a disposizione a questo livello (rapporto dei segmenti $1A/1B$).

Quando si passa ad un livello 2 la (2.15) dice che è come se si fossero effettuati n_2 cicli tali che sia

$$\frac{n_2}{N_2} = \frac{2-C}{2-D} = \frac{1-A}{1-B} = \frac{n_1}{N_1}$$

- [8] Ministry of Works and Development, New Zealand, *"Highway Bridge Design Brief"*, CDP 701/A, 1978
- [9] PRIESTLEY M.J., *ENGINEERING N.Z.*, 27(10), 213-19, 1976
- [10] PRIESTLEY M.J., *"The Thermal Response of Concrete Bridges"*, Concrete bridge engineering: performance and advances, part 5, Elsevier Applied Science Publishers LTD, Londra, 1987
- [11] Handbook of ocean and Underwater Engineering - North America Rockwell Corp.
- [12] D.M. 24.1.1986, *"Norme Tecniche Relative alle Costruzioni Sismiche"*
- [13] CNR-10011/85, *"Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"*
- [14] Eurocodice 3 - Norme della Comunità Economica Europea per le Strutture in Acciaio
- [15] CEB FIP Model Code 1990 (First Draft)
- [16] CEB Design Manual on Cracking and Deformations Pub. Ecole Polytechnique Federale de LAUSANNE 1985
- [17] FCB - The Norwegian Institute of Technology, *"Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading"*, SINTEF Report A79068 - Trondheim 1979

3

GLI EFFETTI DEL RITIRO E DELLA VISCOSITÀ

3.1 - INTRODUZIONE

Nei problemi correnti le strutture in cemento armato, normale o precompresso, vengono ipotizzate a comportamento elastico lineare mentre nella realtà esse forniscono risposte marcatamente anelastiche e dipendenti dal tempo.

Tale ipotesi permette l'adozione di modelli di calcolo semplici; essa però conduce a sottostimare o ad ignorare alcuni fenomeni, quali l'aumento delle deformazioni o le perdite di precompressione, che possono portare al raggiungimento di stati limite di servizio o al rapido degrado dell'opera. In alcuni casi, inoltre, il trascurare la viscosità porta ad una errata valutazione dello stato di sollecitazione della struttura e quindi della sua sicurezza.

L'importanza dei fenomeni lenti si è andata evidenziando con il diffondersi del c.a.p. e, nel caso dei ponti, delle costruzioni a sbalzo per conci successivi.

Nel caso del calcestruzzo la variazione di volume nel tempo è dovuta ai fenomeni di ritiro e di viscosità che si evolvono congiuntamente e che quindi non possono essere separati nei calcoli.

Peraltro la differenza tra il ritiro e la viscosità è sostanziale: mentre il primo è indipendente dallo stato di sollecitazione del materiale, la seconda si esplica solo in presenza di tensioni prolungate nel tempo.

Per questo motivo risulterà utile ai fini didattici, nel seguito, trattare i due fenomeni separatamente.

3.2 - IL COMPORTAMENTO DEI MATERIALI NEL TEMPO

3.2.1 - Il ritiro del calcestruzzo

Il ritiro è la diminuzione di volume che il calcestruzzo subisce, a temperatura costante ed in assenza di sollecitazioni, a causa di una serie di reazioni chimico-fisiche. La principale di queste è legata all'evaporazione dell'acqua di impasto durante la fase di maturazione.

In un generico istante t la deformazione di ritiro, misurata a partire da un istante di riferimento t_0 , può scriversi

$$\epsilon_r(t, t_0) = \epsilon_{r\infty} [\beta_r(t) - \beta_r(t_0)] \quad (3.1)$$

Il **coefficiente di base o valore finale** ϵ_{∞} , dipende dall'umidità relativa dell'ambiente (decresce all'aumentare di questa), dal tipo di cemento (è maggiore per cementi a rapido indurimento) ed è inversamente proporzionale alla resistenza media del conglomerato [1].

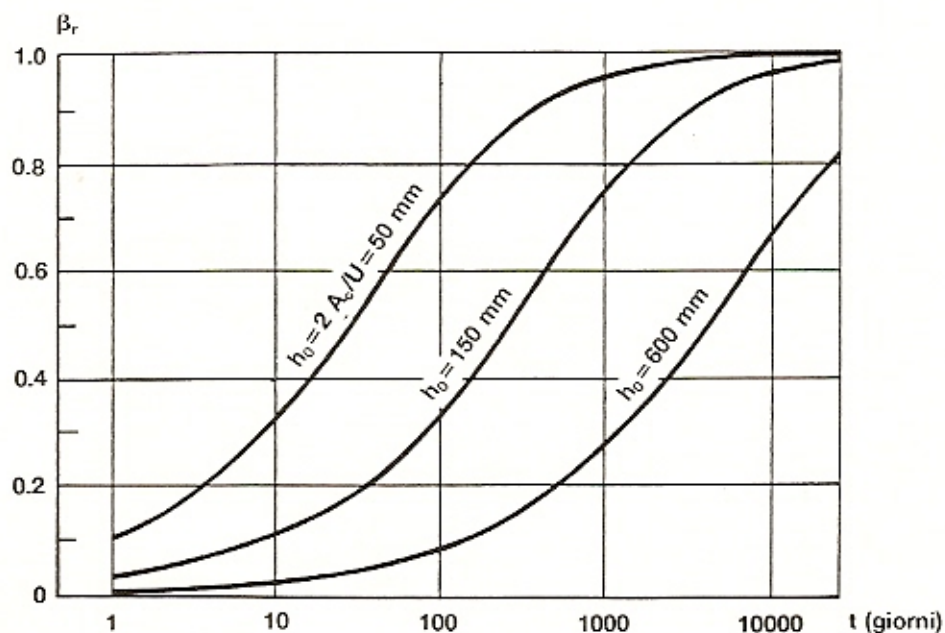


Fig. 3.1 Sviluppo del ritiro del cls nel tempo.

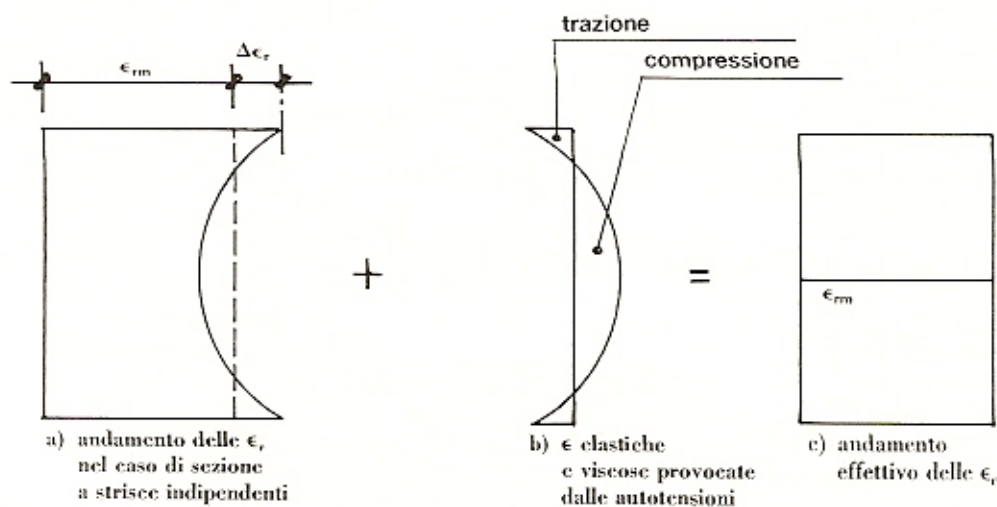


Fig. 3.2

La funzione β_r descrive lo sviluppo del ritiro nel tempo e tende all'unità per t che tende all'infinito.

L'andamento di questa funzione dipende, oltre che dalle condizioni ambientali, dallo spessore fittizio h_0 dell'elemento di cls, cioè da un parametro che tiene conto del rapporto tra l'area della sezione (A_c) ed il suo perimetro esposto all'atmosfera (u). β_r cresce tanto più rapidamente quanto più l'elemento è sottile (figura 3.1).

Sia ϵ_r che β_r possono essere corrette per tener conto della temperatura media dell'ambiente qualora essa risulti sensibilmente diversa da 20 °C.

Il ritiro è maggiore in vicinanza delle fibre superficiali esposte all'essiccazione e decresce mano a mano che si va verso l'interno della sezione, anche per la presenza delle armature che si oppongono al ritiro del calcestruzzo.

Poiché la sezione deve rimanere piana nascono delle tensioni interne (ovviamente a risultante nulla) che ripristinano la linearità delle ϵ (figura 3.2).

Come si vede si hanno superficialmente tensioni di trazione le quali spesso portano alla formazione di fessure diffuse, causa di rapido degrado del calcestruzzo.

3.2.2 - La viscosità del calcestruzzo

3.2.2.1 - Il caso di carichi costanti

Immaginiamo di sottoporre un provino di calcestruzzo in un istante t_0 misurato dalla sua nascita ⁽¹⁾ ad una tensione σ_0 costante nel tempo e supponiamo di misurare la deformazione $\epsilon(t, t_0)$ depurandola dagli effetti del ritiro.

Troveremo che ϵ cresce e che nel generico istante t vale:

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{el} + \epsilon_d(t, t_0) + \epsilon_f(t, t_0) \quad (3.2)$$

ove

$$\epsilon_{el} = \sigma_0 / E(t_0)$$

è la deformazione istantanea iniziale recuperabile dovuta alla elasticità del calcestruzzo;

$$\epsilon_d(t, t_0) \approx 0,4 \frac{\sigma_0}{E(28)} \cdot \beta_d(t - t_0)$$

è la deformazione elastica differita, anche essa reversibile;

$$\epsilon_f(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E(28)} \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

è la deformazione differita irreversibile dovuta al fluage che dipende, come il ritiro, dall'umidità dell'ambiente e dallo spessore fittizio.

Le differenze tra i tre termini della (3.2) risultano chiaramente dalla figura 3.3 che rappresenta l'andamento delle ϵ nel caso si scarichi il provino al tempo t .

⁽¹⁾ Tempo corretto in funzione della temperatura quando questa è sensibilmente diversa da 20 °C.

Tabella 3.1

a) Atmosfera con umidità relativa di circa 75%

t_0	$0 \leq 20 \text{ cm}$	$a \geq 60 \text{ cm}$
3÷7 giorni	2,7	2,1
8÷60 »	2,2	1,9
>60 »	1,4	1,7

b) Atmosfera con umidità relativa di circa 55%

t_0	$a \leq 20 \text{ cm}$	$a \geq 60 \text{ cm}$
3÷7 giorni	3,8	2,9
8÷60 »	3,0	2,5
>60 »	1,7	2,0

La funzione di viscosità introdotta nella (3.4) viene usualmente espressa come

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_{\infty}(t_0) \cdot \beta_v(t - t_0) \quad (3.6)$$

Per i fattori che influenzano il valore $\Phi_{\infty}(t_0)$ valgono le osservazioni fatte per il coefficiente di base del ritiro al paragrafo 3.2.1. La funzione β_v descrive invece lo sviluppo del fenomeno viscoso nel tempo e congloba tutti i contributi che caratterizzano tale fenomeno descritti sin qui. Anche questa funzione, come

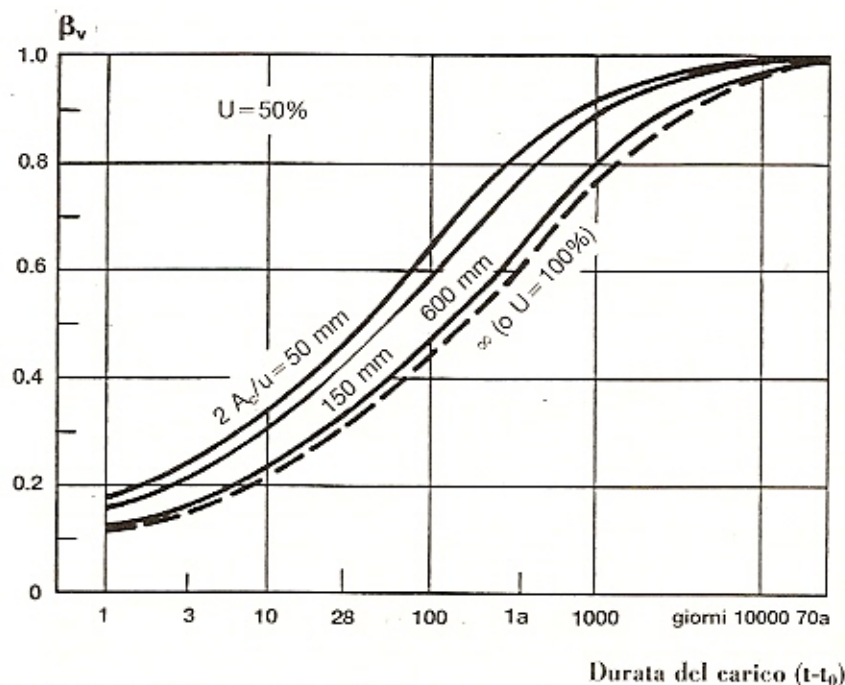


Fig. 3.4 Sviluppo della viscosità del cls nel tempo.

l'analogia nel ritiro, dipende dalle dimensioni dell'elemento di cls, ma in maniera meno sensibile, come si può capire confrontando le figure 3.1 e 3.4.

Entrambi i fattori della 3.6 possono essere corretti, introducendo un tempo t_0 modificato, per portare in conto l'effetto del tipo di cemento, di tensioni particolarmente elevate, o di temperature ambientali molto diverse da 20 °C.

3.2.2.2 - Il caso di carichi variabili: il coefficiente di invecchiamento

Più complesso è il caso in cui la σ vari nel tempo (figura 3.5).

Poiché nella formulazione semplificata vista vale il principio di sovrapposizione degli effetti, la deformata totale nel generico istante t vale:

$$\epsilon(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E(t_0)} [1 + \Phi(t, t_0)] + \int_{t_0}^t \frac{\delta\sigma(\tau)}{\delta\tau E(\tau)} d\tau [1 + \Phi(t, \tau)] \quad (3.7)$$

La (3.7) può scriversi, supponendo in prima approssimazione E costante nel tempo:

$$\epsilon(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E} [1 + \Phi(t, t_0)] + \frac{\sigma(t) - \sigma_0}{E} [1 + \chi(t, t_0) \cdot \Phi(t, t_0)] \quad (3.8)$$

avendo introdotto la funzione

$$\chi(t, t_0) = \frac{\int_{t_0}^t \frac{\delta\sigma(\tau)}{\delta\tau} \cdot \Phi(t, \tau) d\tau}{[\sigma(t) - \sigma_0] \Phi(t, t_0)} < 1 \quad (3.9)$$

che rappresenta il valore caratteristico di rilassamento adimensionalizzato.

Il termine al denominatore rappresenta (a meno di $1/E$) l'effetto della viscosità nel caso in cui l'incremento totale di σ (cioè $\sigma(t) - \sigma_0$) fosse istantaneo mentre

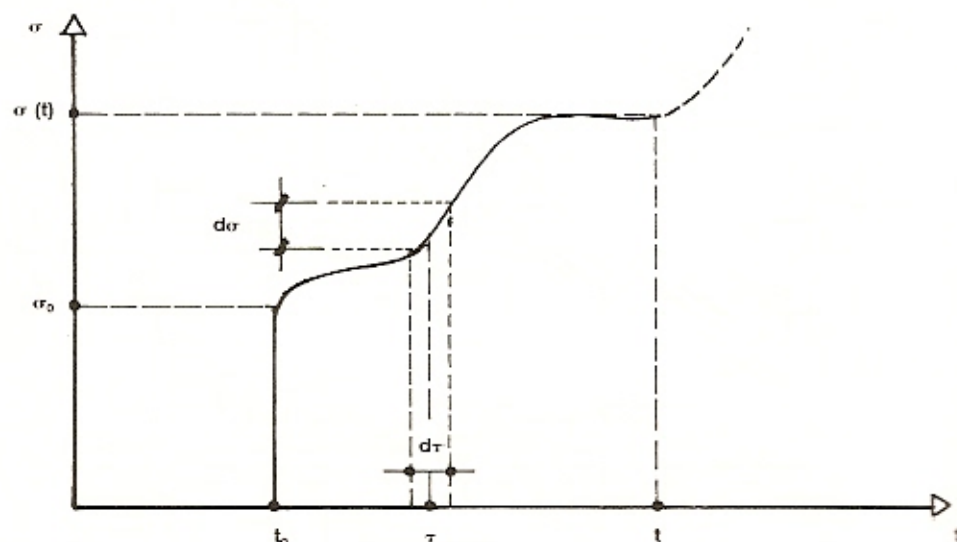


Fig. 3.5

al numeratore vi è l'effetto della viscosità calcolato tenendo conto che i vari incrementi elementari $d\sigma$ interessano un calcestruzzo via via più vecchio.

Per questo motivo il coefficiente χ viene anche chiamato coefficiente di "invecchiamento".

L'introduzione della funzione χ semplifica molto i calcoli qualora si fissi a priori l'andamento della $\sigma(\tau)$, generalmente incognito perché legato proprio all'evolversi dei fenomeni viscosi.

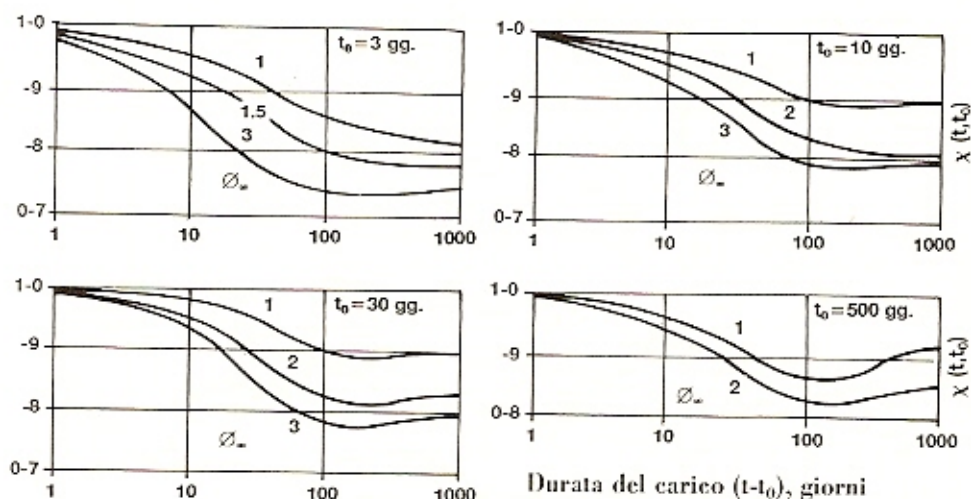
Una semplificazione drastica si ha ponendo la σ costante e pari al valore medio tra σ_0 e $\sigma(t)$. In questo caso si ha

$$\chi = 0,5$$

Un altro caso, interessante per i problemi trattati nel seguito, è quello in cui si ammette che la $\sigma(\tau)$ si sviluppi nel tempo con un andamento simile a quello della viscosità e raggiunga il suo valore massimo a $t = \infty$. In questi casi, quando cioè la variazione delle tensioni è causata proprio da fenomeni viscosi, si può dimostrare che è lecito assumere

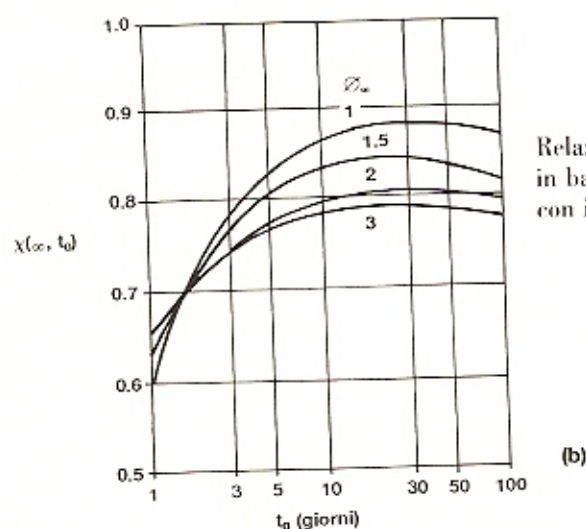
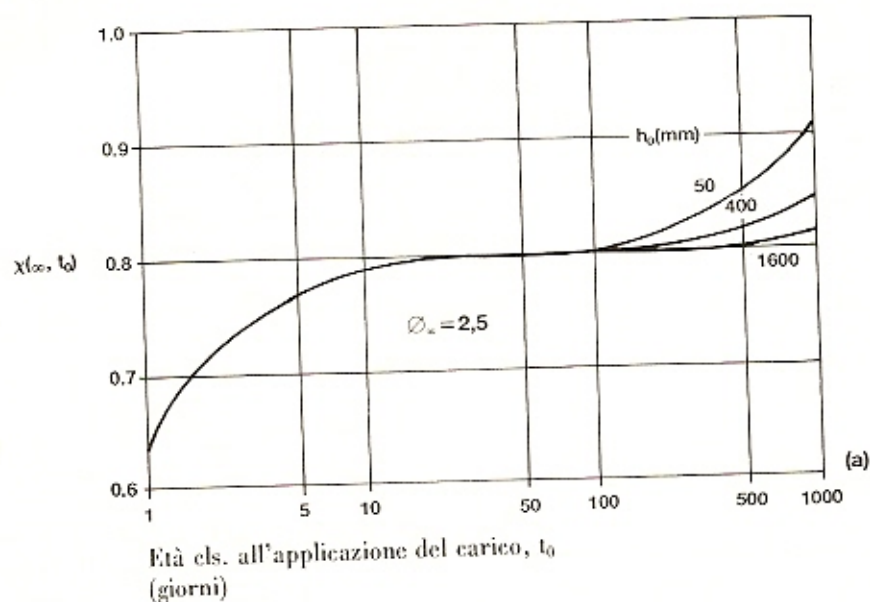
$$\chi \approx 0,8$$

purché il tempo di osservazione $(t - t_0)$ sia maggiore di $180 \div 200$ gg. A questo proposito si riportano nelle figure 3.6 e 3.7 i risultati di un'indagine numerica, basata sul CEB - FIP'78 e confortata da esperienze di laboratorio [3].



Relazione tra $\chi(t, t_0)$ e durata del carico
per $50 \leq h_0 \leq 1600$ mm in accordo al CEB-FIP 1978

Fig. 3.6



Relazione tra $\chi(\infty, t_0)$ e t_0
in base ai coeff. di viscosità calcolati
con il CEB-FIP, 1978

Fig. 3.7

3.2.3 - Rilassamento dell'acciaio

Anche l'acciaio presenta fenomeni di viscosità che si evidenziano però solo quando il livello di sollecitazione è molto elevato, superiore al 50% della tensione caratteristica di rottura.

Per questo motivo il problema riguarda in concreto solo gli acciai da pre-compressione che vengono tesati ad una tensione iniziale elevata.

Tabella 3.2

	$\sigma_{p0}/f_{ptk} =$	0,6	0,7	0,8
filì o trefoli ordinari		4	8	12
filì o trefoli a basso rilassamento		1	2	4
barre		2	4	7

Rilassamento a 1000 h ($t = \infty$) dato come percentuale della tensione iniziale σ_{p0} per tre diversi valori della tensione iniziale (riferita alla tensione caratteristica di rottura f_{ptk}).

Poiché in questi casi i cavi sono ancorati (per aderenza o con dispositivi meccanici) al calcestruzzo, la loro lunghezza è praticamente costante e la viscosità ha come effetto una riduzione della tensione.

Si parla allora di "perdita di tensione per rilassamento" che viene in genere espressa come percentuale della tensione iniziale.

Questa percentuale dipende molto dal livello di sollecitazione e dal tipo di acciaio: recentemente si sono andati diffondendo sempre più gli acciai "stabilizzati" che, grazie ad un processo iniziale di pretensione ad una appropriata temperatura, hanno un rilassamento molto basso.

La tabella 3.2 tratta dal MODEL - CODE [4] fornisce le perdite per rilassamento espresse come per cento della tensione iniziale.

Poiché in realtà la deformazione dei cavi non è rigorosamente costante nel tempo ma si va riducendo per effetto della viscosità e del ritiro del calcestruzzo, le perdite per rilassamento sono minori di quelle teoriche.

I vari Regolamenti forniscono un coefficiente K riduttivo della $\Delta \sigma_{p,r}$ che tiene conto della interdipendenza di queste cadute; per i casi usuali può assumersi con buona approssimazione $K=0,75$.

Le cadute per rilassamento si esplicano in tempi relativamente brevi (figura 3.8) e quindi si può, in alcuni casi, pensare ad una ritesatura dei cavi che annulli in parte queste perdite.

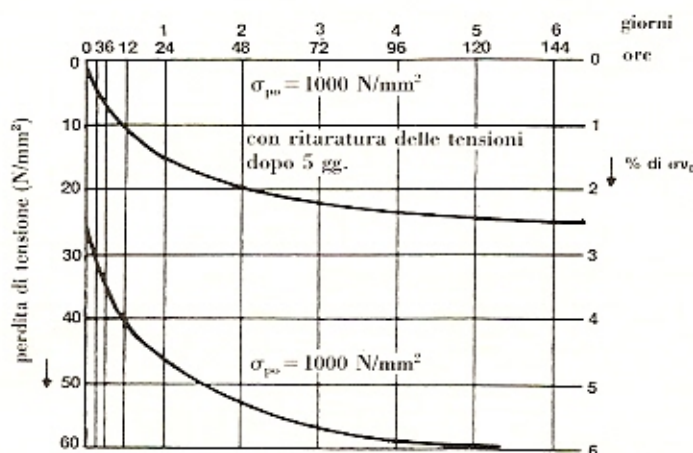


Fig. 3.8

Per finire va sottolineato come le perdite per rilassamento siano molto maggiori se la temperatura è elevata. È questo il caso dei calcestruzzi maturati a vapore per i quali può rendersi necessario uno studio particolare per definire le $\Delta\sigma_{p,r}$.

3.3 - METODI DI ANALISI

3.3.1 - Il metodo del modulo ridotto (MMR)

Le (3.3) e (3.4) possono scriversi

$$\epsilon(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E_R(t, t_0)} \quad (3.10)$$

dove

$$E_R(t, t_0) = \frac{E(t_0)}{1 + \Phi(t, t_0)} \quad (3.11)$$

In questo modo l'analisi degli effetti della viscosità nel tempo viene ricondotta ad un semplice calcolo elastico da effettuarsi con un modulo di elasticità fittizio.

Questo metodo è applicabile nel caso di carichi costanti, quali il peso proprio, ed è particolarmente utile quando interessano le sollecitazioni e le deformazioni a tempo infinito. In condizioni ambientali ordinarie (umidità del 75%) e per calcestruzzi sollecitati a 28 gg. la 3.11 porta a definire un modulo ridotto pari a

$$E_R(\infty) = \frac{E(28)}{3,2}$$

per spessori equivalenti < 20 cm

$$E_R(\infty) = \frac{E(28)}{2,9}$$

per spessori equivalenti > 60 cm

3.3.2 - Il metodo del modulo ridotto modificato (MMRM)

In molti casi si hanno sollecitazioni variabili nel tempo per cui è valida l'espressione 3.8.

Anche in questo caso si può condurre un calcolo convenzionale elastico con un modulo di elasticità fittizio che, per la parte di carico variabile, vale:

$$\bar{E}_R(t, t_0) = \frac{E(t_0)}{1 + \chi(t, t_0)\Phi(t, t_0)} \quad (3.12)$$

Questo metodo è utile quando si vogliono gli effetti a $t = \infty$ di un carico variabile con legge nota, tale da conoscere a priori il valore di $\chi(\infty, t_0)$.

Ad esempio nei casi frequenti in cui l'azione cresca nel tempo con una legge simile a quella della viscosità può porsi

$$\bar{E}_R(\infty) = \frac{E(28)}{1 + 0,8 \Phi_\infty} \quad (3.13)$$

3.3.3 - Il metodo di Dischinger (MD)

Questo metodo fu sviluppato da Whitney [5] ed applicato da Dischinger [6] alle strutture in calcestruzzo.

Esso si basa sull'ipotesi che la tangente alla curva che descrive $\Phi(t, t_0)$ sia indipendente da t_0 (figura 3.9).

Ciò vuol dire che tutte le curve con diverse origini t_0 possono ricavarsi da un'unica curva traslandola, ovvero che:

$$\Phi(t, t_{02}) = \Phi(t, t_{01}) - \Phi(t_{02}, t_{01}) \quad (3.14)$$

Con questa ipotesi la variazione di ϵ_v dovuta alla viscosità in un intervallo dt , per una storia di carico variabile iniziata all'istante t_0 , dipende solo dal valore $\sigma(t)$ e dalla variazione di Φ , cioè

$$\frac{d\epsilon_v(t)}{dt} = \frac{\sigma(t)}{E(t_0)} \cdot \frac{d\Phi(t, t_0)}{dt} \quad (3.15)$$

o, con altra notazione

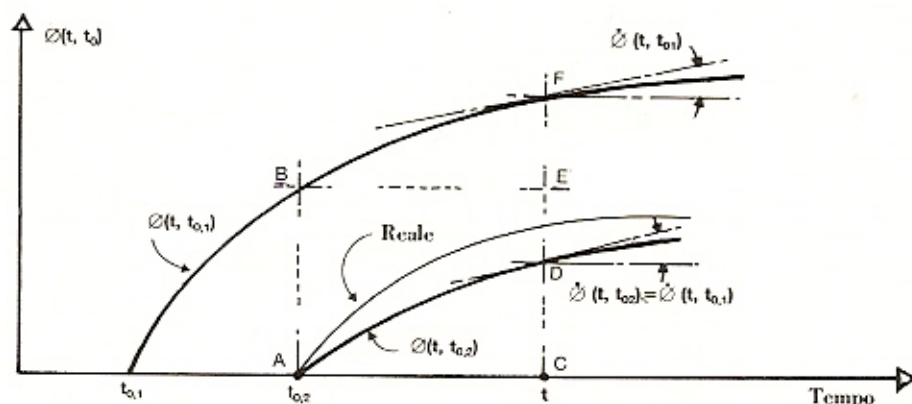
$$\dot{\epsilon}_v(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t_0)} \cdot \dot{\Phi}(t)$$

Se a questo termine aggiungiamo il contributo elastico di una eventuale variazione di σ nell'intervallo considerato, cioè

$$\frac{d\epsilon_{el}(t)}{dt} = \frac{1}{E(t)} \cdot \frac{d\sigma(t)}{dt} \quad (3.16)$$

si hanno le equazioni di Dischinger ⁽¹⁾:

$$\dot{\epsilon}(t) = \frac{1}{E(t_0)} [\dot{\sigma}(t) + \sigma(t) \cdot \dot{\Phi}(t)] \quad (3.17)$$



Ipotesi di Whitney: $\overline{CD} = \overline{CF} - \overline{AB}$

Fig. 3.9

⁽¹⁾ Le equazioni complete comprendono in realtà anche il termine dovuto al ritiro.

ove si è supposto E costante e pari a $E(t_0)$ o l'altra equivalente:

$$\frac{d\epsilon(t)}{d\Phi} = \frac{1}{E(t_0)} \cdot \left[\sigma(t) + \frac{d\sigma(t)}{d\Phi} \right] \quad (3.18)$$

Le (3.17) o (3.18) permettono di trattare qualsiasi caso di carichi comunque variabili e possono essere risolte considerando intervalli finiti di tempo all'interno dei quali il carico viene considerato costante.

L'ipotesi di curve di viscosità parallele, però, porta a sottostimare l'effetto della viscosità nel caso di calcestruzzi caricati in età avanzata.

Infatti al crescere di t_0 l'incremento di Φ , cioè $\Phi \cdot (t, t_0)$, tende a zero e ciò vorrebbe dire che caricando calcestruzzi molto stagionati non si avrebbero fenomeni di viscosità, cosa non provata sperimentalmente.

3.3.4 - Il metodo di Dischinger modificato (MDM)

È un semplice aggiustamento del MD volto a definire meglio il comportamento del calcestruzzo a lungo termine.

L'espressione generale 3.2 può scriversi

$$\epsilon(t, t_0) = \epsilon'_{el} + \epsilon_f(t, t_0) \quad (3.19)$$

ove ϵ'_{el} è una deformazione elastica fittizia che include quella istantanea e quella differita.

Si suppone cioè che ϵ_d avvenga immediatamente all'applicazione del carico.

Accettando il valore di 0.4 suggerito dal Model Code CEB-FIP si ha

$$\epsilon'_{el} = 1,4 \frac{\sigma_0}{E(t_0)} = \frac{\sigma_0}{E'(t_0)} \quad (3.20)$$

avendo introdotto un modulo di elasticità ridotto

$$E'(t_0) = \frac{E(t_0)}{1,4} \quad (3.21)$$

Avendo conteggiato l'elasticità differita nel termine elastico, essa andrà sottratta al termine viscoso e quindi andrà considerata una funzione di viscosità fittizia tale che

$$\frac{\sigma_0}{E'(t_0)} + \frac{\sigma_0}{E'(t_0)} \cdot \Phi'(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E(t_0)} + \frac{\sigma_0}{E(t_0)} \cdot \Phi(t, t_0) \quad (3.22)$$

cioè

$$\Phi'(t, t_0) = \frac{\Phi(t, t_0) - 0,4}{1,4} \quad (3.23)$$

In sostanza quindi questo metodo coincide con il MD purché si assumano modulo di elasticità e funzione di viscosità opportunamente ridotti.

3.3.5 - Il metodo dell'analisi al passo o per sovrapposizione (SPP)

Questo metodo è il più generale tra tutti in quanto può essere applicato per qualsiasi tipo di curva di viscosità e per una qualunque storia di carico.

L'unica ipotesi su cui si basa è quella del principio di sovrapposizione delle deformazioni del calcestruzzo: un incremento di tensione $\Delta\sigma$ applicato in un generico istante τ provoca una deformazione viscosa che è indipendente da qualsiasi altra variazione di σ avvenuta prima o che avverrà dopo l'istante τ .

Il tempo è diviso in un certo numero di intervalli $\Delta\tau_i$ e la variazione di σ che avviene in ciascun intervallo è supposta concentrata a metà di questo: si discretizza cioè la storia delle σ nel modo indicato in figura 3.10.

L'incremento della ϵ , istantaneo e viscoso, provocato dal generico $\Delta\sigma(\tau_i)$ viene calcolato alla fine di ciascun intervallo di tempo con il modulo elastico $E(\tau_i)$ e la funzione di viscosità valutati nell'istante τ_i .

La deformazione totale al termine dell'intervallo i -mo sarà pertanto:

$$\epsilon(t_i, t_0) = \frac{\sigma_0}{E(t_0)} [1 + \Phi(t_i, t_0)] + \sum_{j=1}^i \frac{\Delta\sigma(\tau_j)}{E(\tau_j)} [1 + \Phi(t_i, \tau_j)] \quad (3.24)$$

È evidente che questo metodo sarà tanto più preciso quanto più piccoli saranno gli intervalli $\Delta\tau_i$ che comunque potranno essere assunti via via crescenti in modo che in ciascuno di essi si sviluppi la stessa frazione della viscosità totale.

È altresì chiaro che, dato il grande numero di dati da manipolare, questo procedimento è particolarmente adatto per l'impiego di programmi di calcolo automatico.

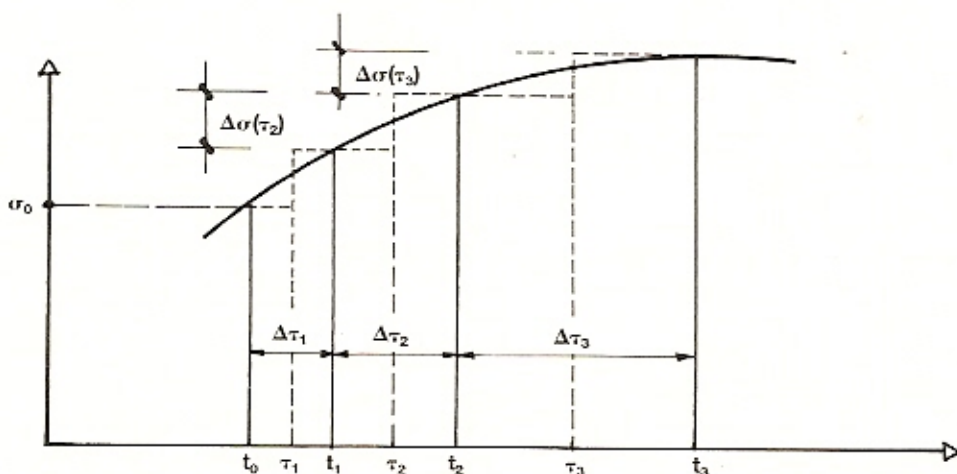


Fig. 3.10

3.4 - IL COMPORTAMENTO DELLE SEZIONI NEL TEMPO

3.4.1 - Premessa

Nel calcolo delle strutture in c.a., c.a.p. ed a struttura mista acciaio-calcestruzzo si fa sempre l'ipotesi che le sezioni rimangano piane, cioè che le ϵ al contatto tra i due materiali, acciaio e calcestruzzo, siano eguali.

Poiché le deformazioni del calcestruzzo variano nel tempo, per effetto del ritiro e della viscosità, devono necessariamente variare anche quelle dell'acciaio per il quale possiamo ritenere del tutto (o quasi) nulli questi fenomeni.

Ne deriva una distribuzione di σ variabile nel tempo con la tendenza ad avere, per carichi di lunga durata, sollecitazioni minori nel calcestruzzo a scapito dell'acciaio.

I casi possibili sono molto numerosi avendo influenza il tipo di sollecitazione esterna, la quantità e disposizione delle armature, il fatto che la sezione sia fessurata o no ecc.

Nel seguito si tratteranno due casi semplici al fine di mostrare quali sono gli approcci possibili per questo tipo di problemi.

3.4.2 - Sezione simmetrica caricata assialmente

Si consideri dapprima il caso di un carico costante applicato al tempo t_0 . In ogni istante, per l'equilibrio, il carico P dovrà essere pari alla risultante delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo (figura 3.11).

Il calcolo può essere condotto con uno dei metodi visti al paragrafo precedente, come richiamato qui appresso.

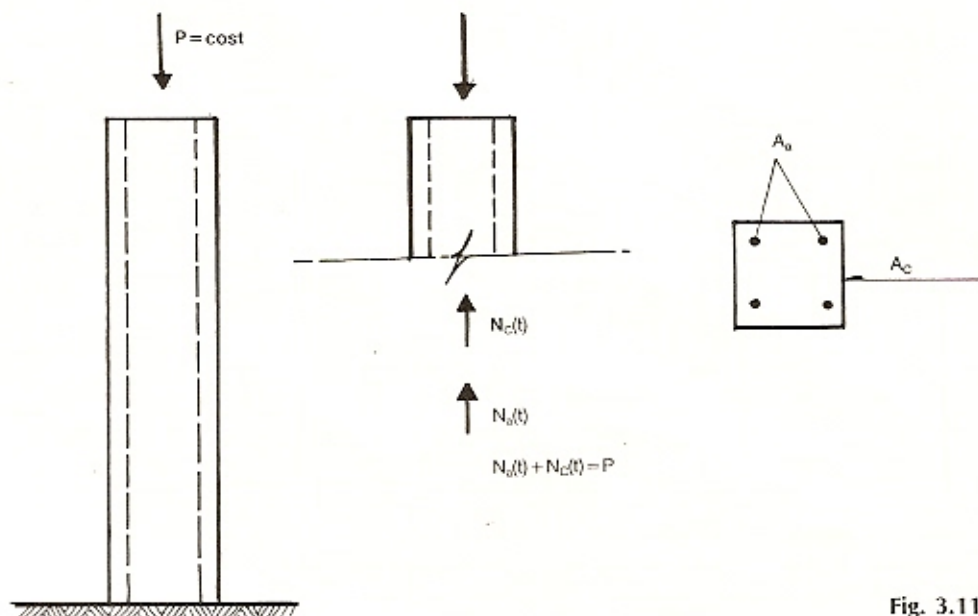


Fig. 3.11

3.4.2.1 - Analisi con il MMR

La deformazione del calcestruzzo al tempo t vale (considerando anche il ritiro)

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t, t_0)}{E_R(t, t_0)} + \epsilon_r(t, t_0) \quad (3.25)$$

e quella dell'acciaio

$$\epsilon_a(t, t_0) = \frac{\sigma_a(t, t_0)}{E_a} \quad (3.26)$$

Per l'equilibrio:

$$\sigma_c \cdot A_c + \sigma_a \cdot A_a = P \quad (3.27)$$

da cui si trae con semplici passaggi ricordando che deve essere $\epsilon_a(t) \equiv \epsilon_c(t)$:

$$\sigma_c(t, t_0) = \frac{P}{A_c [1 + n(t, t_0) \cdot \varrho]} - \frac{\epsilon_r(t, t_0) \cdot E_a \varrho}{1 + n(t, t_0) \varrho} \quad (3.28)$$

ove

$$n(t, t_0) = \frac{E_a}{E_R(t, t_0)} \quad (3.29)$$

$$\varrho = A_a / A_c \quad (3.30)$$

3.4.2.2 - Analisi con il MMRM

Ad ogni istante t la tensione nel cls sarà pari a quella iniziale più una parte variabile nel tempo dovuta alla viscosità

$$\sigma_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) + \Delta \sigma_c(t, t_0) \quad (3.31)$$

Dalla (3.8) ed utilizzando le definizioni (3.11) e (3.12) si può scrivere:

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_R(t, t_0)} + \frac{\Delta \sigma_c(t, t_0)}{E_R(t, t_0)} + \epsilon_r(t, t_0) \quad (3.32)$$

mentre per l'acciaio vale sempre la (3.27) ove per σ_c si ponga la (3.31).

Imponendo equilibrio e congruenza e poi risolvendo rispetto a $\Delta \sigma$ si giunge a:

$$\Delta \sigma_c = \frac{1}{1 + \bar{n} \varrho} \left[\frac{P}{A_c} - \sigma_c(t_0) (1 + n \varrho) - \epsilon_r \cdot E_a \cdot \varrho \right] \quad (3.33)$$

dove

$$\bar{n} = \frac{E_a}{E_R(t, t_0)} \quad (3.34)$$

mentre n e ϱ sono definiti nelle (3.29) e (3.30).

3.4.2.3 - Analisi con il MD

L'analisi con questo metodo segue gli stessi passi dell'analisi elastica descritta nel paragrafo 3.4.2.1.

Poiché, però, in questo caso la legge costitutiva del materiale, eq. 3.15, è espressa in forma differenziale, si preferisce esprimere in questa forma anche le equazioni di equilibrio e congruenza.

Differenziando la (3.27) rispetto al tempo:

$$\dot{\sigma}_c \cdot A_c + \dot{\sigma}_a \cdot A_a = 0 \quad (3.35)$$

uguale a zero poiché, nel caso qui trattato, il carico è costante nel tempo.

Per la congruenza le derivate delle deformazioni dell'acciaio e del cls sono identiche:

$$\dot{\epsilon}_c = \dot{\epsilon}_a \quad (3.36)$$

Le equazioni di Dischinger per i due materiali sono:

$$\dot{\epsilon}_c = \frac{\dot{\sigma}_c}{E_c} + \dot{\Phi} \left[\frac{\sigma}{E_c} + \frac{\epsilon_r(\infty, t_0)}{\Phi(\infty, t_0)} \right] \quad (3.37a)$$

$$\dot{\epsilon}_a = \dot{\sigma}_a / E_a \quad (3.37b)$$

Nella (3.37a) si è assunto che le curve di ritiro e viscosità siano affini, per cui vale la:

$$\epsilon_r(t, t_0) = \frac{\epsilon_r(\infty, t_0)}{\Phi(\infty, t_0)} \cdot \Phi(t, t_0) \quad (3.38)$$

Dalle equazioni 3.35 e 3.37 si perviene con semplici passaggi alla

$$\frac{\dot{\sigma}_c}{\sigma_c + S} = \frac{-n\varrho}{1+n\varrho} \dot{\Phi} \quad (3.39)$$

dove

$$S = \frac{\epsilon_r(\infty, t_0) E_c}{\Phi(\infty, t_0)} \quad (3.40)$$

Integrando entrambi i termini della (3.39) rispetto al tempo, nell'intervallo tra t_0 e t (con t generico $> t_0$), si arriva con pochi passaggi alla:

$$\sigma(t, t_0) = [\sigma_c(t_0) + S] e^{\frac{-n\varrho}{1+n\varrho} \Phi(t, t_0)} - S \quad (3.41)$$

che fornisce la tensione nel cls al tempo t , mentre per la tensione nell'acciaio, al solito, si impiega l'equazione di equilibrio (3.27).

3.4.2.4 - Analisi con il MDM

L'analisi differisce da quella appena vista (MD) per l'impiego ⁽¹⁾ del modulo ridotto E' e della funzione di viscosità fittizia $\Phi'(t, t_0)$, definiti al paragrafo 3.3.4.

⁽¹⁾ In luogo di E_c e di $\Phi(t, t_0)$

La (3.41) perciò diventa:

$$\sigma_c(t, t_0) = [\sigma_c(t_0) + S'] e^{\frac{-n' \rho}{1+n' \rho} \Phi'(t, t_0)} - S' \quad (3.42)$$

dove

$$S' = \frac{\epsilon_r(\infty, t_0) E'_c}{\Phi'(\infty, t_0)} \quad n' = \frac{E_a}{E'_c} \quad (3.43)$$

Con E' e φ' definiti dalle (3.21) e (3.23) rispettivamente. La 3.38 si riscrive:

$$\epsilon_r(t, t_0) = \epsilon_r(\infty, t_0) \cdot \frac{\Phi'(t, t_0)}{\Phi'(\infty, t_0)} \quad (3.44)$$

3.4.2.5 - Confronto tra i metodi

Nella tabella 3.3 e nella figura 3.12 sono riepilogati i risultati di un esempio svolto utilizzando i metodi di analisi nel tempo esposti nel precedente capitolo.

Tutti i metodi evidenziano una forte migrazione nel tempo di tensioni dal cls all'acciaio, con incrementi di tensione nell'armatura che superano il 300%. Ciò suggerisce l'impiego di sufficiente staffatura, anche per i soli carichi di servizio, ad evitare il carico di punta delle armature compresse.

In particolare si osserva che il MMR sottostima gli effetti della viscosità, in

Tabella 3.3

Metodi di analisi	Durata del carico (giorni)	Tens. CLS $\sigma(t)$ (MPa)	Tens. acc. $\sigma_a(t)$ (MPa)	Def. tot $\epsilon(t)$ ($\times 10^{-6}$)	Def. elast. $\epsilon_{el}(t)$ ($\times 10^{-6}$)	Def. viscosa $\epsilon_v(t)$ ($\times 10^{-6}$)	Def. per ritiro $\epsilon_r(t)$ ($\times 10^{-6}$)
Metodo Modulo Ridotto (MMR)	0	9.58	76.6	383	383	0	0
	25	7.81	165	825	312	313	200
	100	6.43	234	1171	257	514	400
	10000	5.31	290	1450	212	638	600
Metodo Mod. Ridotto Modificato (MMRM)	0	9.58	76.6	383	383	0	0
	25	7.78	167	833	311	322	200
	100	6.28	241	1207	251	556	400
	10000	5.05	303	1516	202	714	600
Metodo di Dischinger (MD)	0	9.58	76.6	383	383	0	0
	25	7.70	170	852	308	344	200
	100	6.07	252	1261	243	618	400
	10000	4.64	324	1618	186	832	600
Metodo di Disch. Modificato (MDM)	0	9.58	76.6	383	383	0	0
	25	8.42	135	673	337	198	138
	100	6.69	221	1106	268	469	369
	10000	5.15	298	1491	206	685	600
Metodo Al Passo	0	9.58	76.6	383	383	0	0
	25	7.70	171	854	314	340	200
	100	6.04	253	1265	257	608	400
	10000	4.65	323	1615	211	804	600

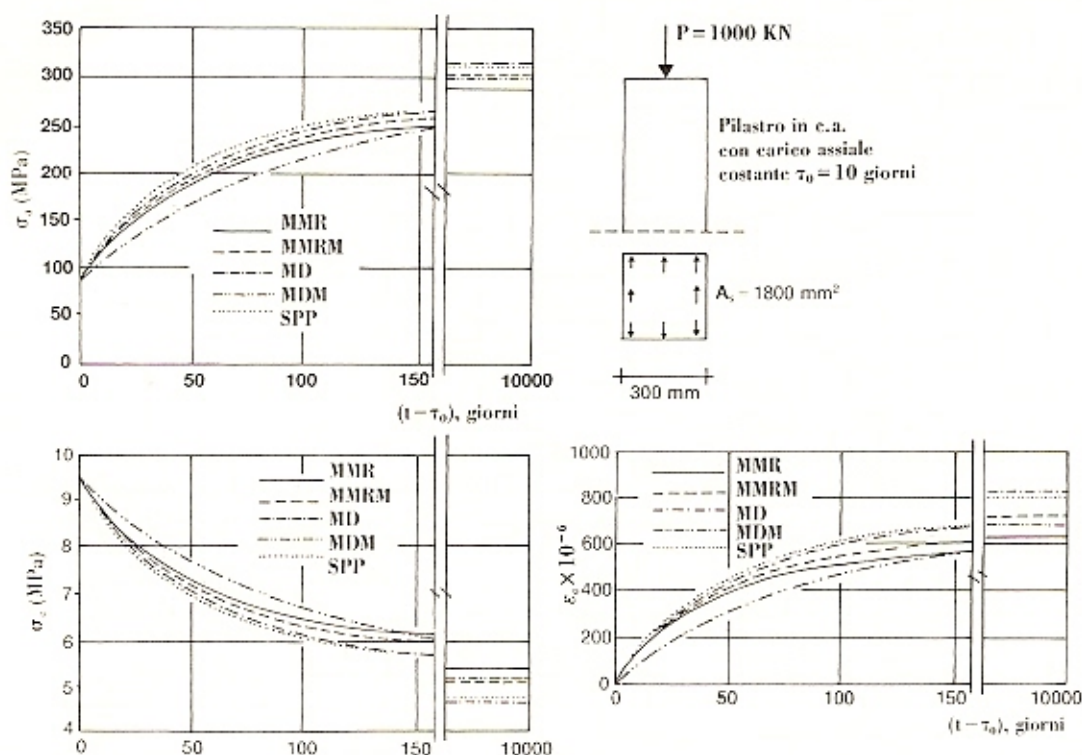


Fig. 3.12

quanto prevede una migrazione più piccola: ciò è dovuto, nel caso di tensioni decrescenti, all'incapacità del metodo a portare in conto l'invecchiamento del cls. Il MMRM (praticamente esatto in questo caso) e il MDM danno previsioni simili a lungo termine; nei primi 100 giorni, invece, il MDM presenta una sotto-stima della deformazione, sia della componente per fluage che di quella per ritiro. Il MD sovrastima la viscosità per questa storia decrescente delle tensioni (nel cls) in quanto non considera una componente recuperabile.

Il metodo al passo dipende sensibilmente dal numero di intervalli considerati e dalla forma delle funzioni di viscosità adottate per il calcolo; in questo caso i risultati sono simili a quelli del MD.

3.4.3 - Sezione presso-inflessa

In questi casi l'analisi è resa più complessa dal fatto che la posizione dell'asse neutro, e quindi tutte le caratteristiche meccaniche della sezione, variano nel tempo a causa della viscosità.

Per questo motivo risulta conveniente riferire tutte le caratteristiche della sezione ad un riferimento stabile nel tempo, quale ad esempio un lembo della sezione, anziché all'asse baricentrico.

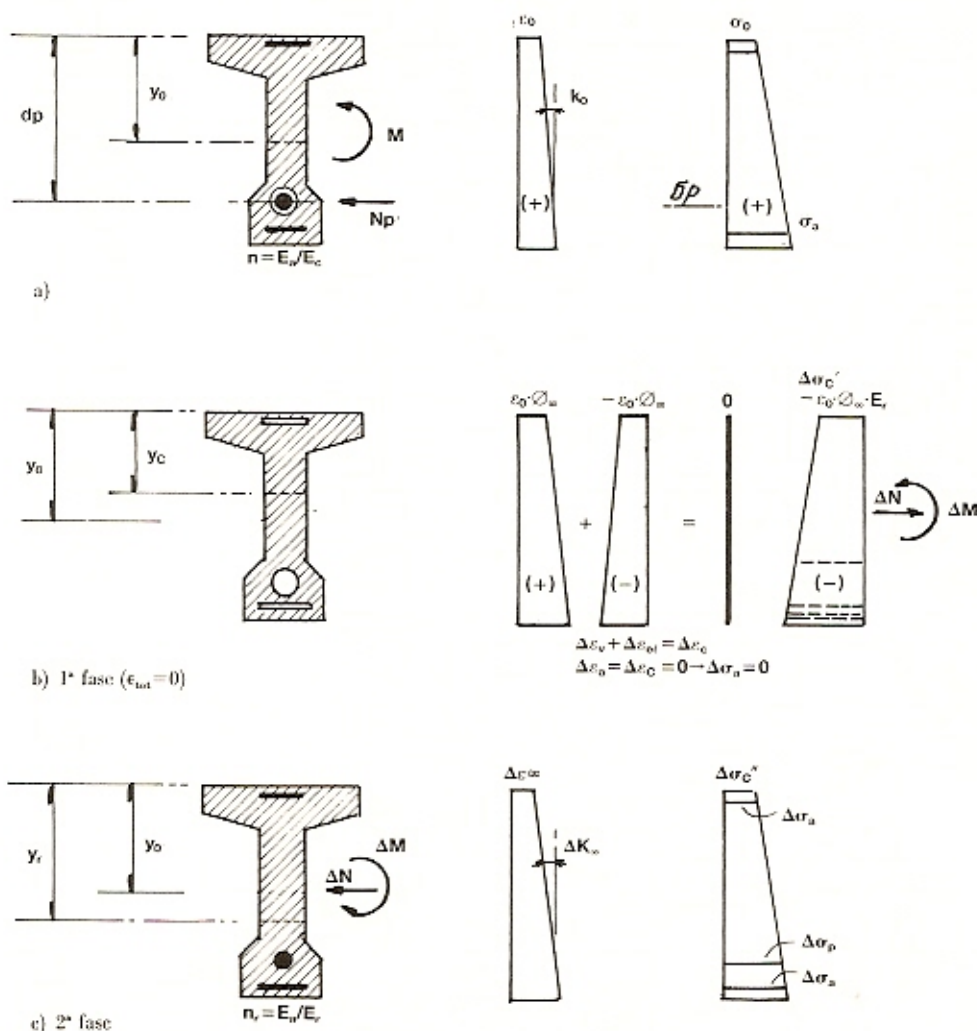


Fig. 3.13 Sezione in C.A.P. a cavi post-tesi.

Si seguirà il MMRM che meglio si presta a trattare questi problemi in forma chiusa. A titolo esemplificativo consideriamo il caso di una sezione in c.a.p. con cavo post-teso alla quale sia applicato un momento flettente M costante nel tempo (figura 3.13a).

La sezione è supposta sempre tutta compressa.

Analisi a tempo 0

Con la simbologia di figura 3.14, detta ϵ_{0i} la deformazione della fibra di riferimento (in questo caso il lembo superiore) e K_i la curvatura elastica iniziale della

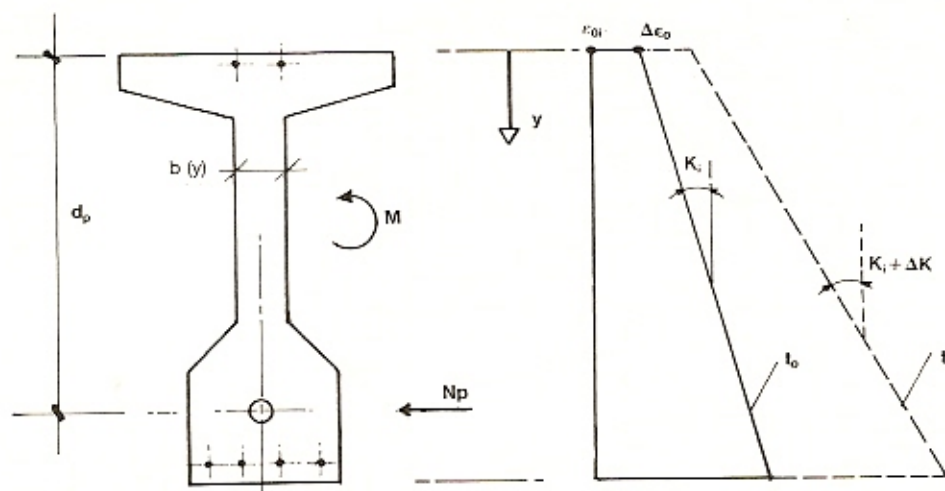


Fig. 3.14

sezione si ha:

$$\begin{aligned}\epsilon_i(y) &= \epsilon_{0i} - y K_i \\ \sigma_i(y) &= E_c \cdot \epsilon_i(y)\end{aligned}\quad (3.45)$$

Imponendo l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione, cioè:

$$\begin{aligned}\int \sigma_i(y) \cdot b(y) dy &= N_p \\ \int \sigma_i(y) \cdot y \cdot b(y) dy &= M - N_p \cdot d_p\end{aligned}\quad (3.46)$$

si ottengono i parametri di deformazione della sezione

$$\begin{aligned}\epsilon_{0i} &= \frac{S_0 \cdot (M - N_p \cdot d) + J_0 N_p}{E_c (A_0 J_0 - S_0^2)} \\ K_i &= \frac{A_0 \cdot (M - N_p \cdot d) + S_0 N_p}{E_c (A_0 J_0 - S_0^2)}\end{aligned}\quad (3.47)$$

avendo indicato con A_0 , S_0 e J_0 le caratteristiche della sezione omogeneizzata con $n = E_s/E_c$.

Il momento statico ed il momento di inerzia sono riferiti all'estradosso della sezione.

Dalle 3.45 si traggono poi le tensioni iniziali nel calcestruzzo e quindi nell'acciaio.

Analisi a lungo termine

Si suppone dapprima che la sezione, dopo la deformazione elastica iniziale, venga bloccata, cioè che sia:

$$\Delta \epsilon_a = \Delta \epsilon_c(t) - 0 \quad (3.48)$$

Poiché il calcestruzzo, soggetto alle tensioni iniziali, tenderebbe per viscosità ad aumentare la propria deformazione, per soddisfare le (3.48) i vincoli ideali con cui è stata bloccata la sezione devono fornire un sistema di forze $\Delta N(t)$ e $\Delta M(t)$ tali da annullare ad ogni istante la deformazione viscosa.

Se indichiamo con A_c , y_c e J_c le caratteristiche della sola sezione di calcestruzzo riferite al proprio baricentro deve risultare:

$$\frac{\Delta N(t)}{\bar{E}_R(t, t_0) A_c} = (\epsilon_{0i} - y_c k_i) \Phi(t, t_0)$$

$$\frac{\Delta M(t)}{\bar{E}_R \cdot J_c} = \left(\frac{\epsilon_{0i}}{y_c} - K_i \right) \Phi(t, t_0)$$
(3.49)

e quindi:

$$\Delta N(t) = \bar{E}_R(t, t_0) \cdot \Phi(t, t_0) (A_c \cdot \epsilon_{0i} - S_c K_i)$$

$$\Delta M(t) = \bar{E}_R(t, t_0) \cdot \Phi(t, t_0) (S_c \cdot \epsilon_{0i} - J_c K_i)$$
(3.50)

In questa fase non si ha incremento di sollecitazione nell'acciaio mentre nel calcestruzzo si hanno sollecitazioni di trazione pari a:

$$\Delta \sigma'_c(y) = -\bar{E}_R \cdot (\epsilon_{0i} - y K_i) \cdot \Phi(t, t_0)$$
(3.51)

Se ora si tolgono i vincoli provvisori che abbiamo immaginato in precedenza, si devono applicare le forze ΔN e ΔM cambiate di segno alla sezione completa di armature.

Gli effetti di queste forze, che sono variabili nel tempo in quanto causate dalla viscosità, possono esprimersi con le (3.47):

$$\Delta \epsilon_0 = \frac{S(t) \cdot \Delta M(t) + J(t) \Delta N(t)}{\bar{E}_R(t) \cdot [A(t) \cdot J(t) - S(t)^2]}$$

$$\Delta K = \frac{A(t) \cdot \Delta M(t) + S(t) \Delta N(t)}{\bar{E}_R(t) \cdot [A(t) \cdot J(t) - S(t)^2]}$$
(3.52)

ove $A(t)$, $S(t)$ e $J(t)$ sono le caratteristiche della sezione omogeneizzata con

$$\bar{n}(t) = E_s / \bar{E}_R(t)$$

sempre calcolate rispetto alla fibra di riferimento (nel nostro caso l'estradosso).

In questa fase si hanno sollecitazioni sia nel calcestruzzo, da sommare alle (3.51), che nell'acciaio:

$$\Delta \sigma'_c(y) = \bar{E}_R (\Delta \epsilon_0 - y \Delta K)$$

$$\Delta \sigma_a = E_s (\Delta \epsilon_0 - d_s \Delta K)$$
(3.53)

Nella trattazione appena vista si può, senza eccessive difficoltà, tener conto sia degli effetti del ritiro che di quelli dovuti alle perdite di precompressione, cioè ad una variazione di N_p nel tempo. Per maggiori chiarimenti si veda [7].

Esempio:

Sezione rettangolare precompressa con armatura ordinaria (doppia simmetrica)

Si analizza la sezione riportata nella figura 3.15 con le caratteristiche geometriche e meccaniche di seguito riportate:

$$A_{S1} = 350 \text{ mm}^2; A_{S2} = 350 \text{ mm}^2; A_p = 750 \text{ mm}^2; A_g/A_p = 3$$

$$E_c = 30000 \text{ MPa}; E_s = E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}; \Phi(\infty, t_0) = 1,8$$

$$\chi(\infty, t_0) = 0,8$$

La tensione nel cavo di precompressione, al tiro iniziale, vale:

$$\sigma_{o,p} = 1333,33 \text{ Mpa}$$

ed il momento esterno è:

$$M = 45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Analisi a breve termine

Per calcolare le caratteristiche di deformazione al tempo zero bisogna applicare le (3.47) nelle quali compaiono le caratteristiche meccaniche della sezione omogeneizzata trascurando il cavo di precompressione, che in questa fase non è iniettato, per cui:

$$A_0 = 1,517 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$S_0 = 5,644 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$J_0 = 2,836 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

con S_0 e J_0 calcolati rispetto l'estradosso della sezione.

$$N_i = N_p = 1 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$M_i = 45 \cdot 10^6 - 10^6 \cdot 575 = -530 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

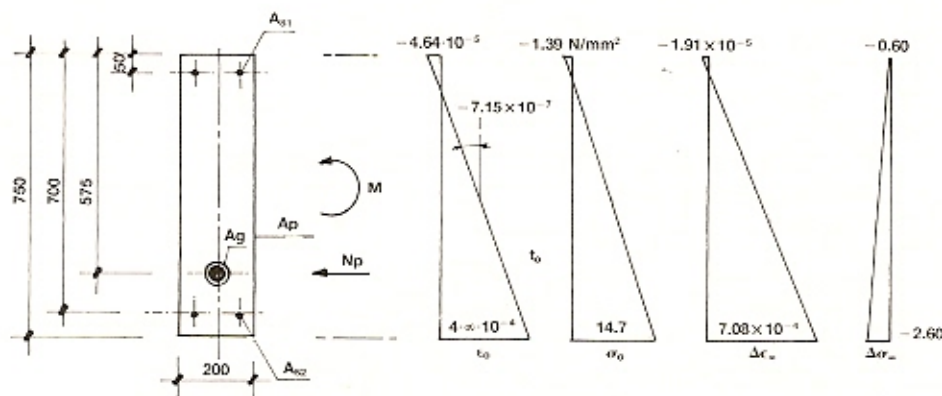


Fig. 3.15

$$\epsilon_{0i} = \frac{5,644 \cdot 10^7 \cdot (-530 \cdot 10^6) + 2,836 \cdot 10^{10} \cdot 10^6}{30000[1,517 \cdot 10^5 \cdot 2,836 \cdot 10^{10} - (5,644 \cdot 10^7)^2]} = -4,64 \cdot 10^{-5}$$

$$K_i = \frac{1,517 \cdot 10^5 \cdot (-530 \cdot 10^6) + 5,644 \cdot 10^7 \cdot 10^6}{30000[1,517 \cdot 10^5 \cdot 2,836 \cdot 10^{10} - (5,644 \cdot 10^7)^2]} = -7,15 \cdot 10^{-7}$$

tensioni nel cls:

$$\sigma_{i(0)} = \frac{5,644 \cdot 10^7 \cdot (-530 \cdot 10^6) + 2,836 \cdot 10^{10} \cdot 10^6}{1,517 \cdot 10^5 \cdot 2,836 \cdot 10^{10} - (5,644 \cdot 10^7)^2} = -1,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{i(750)} = \frac{(5,644 \cdot 10^7 - 750 \cdot 1,517 \cdot 10^5) + (2,836 \cdot 10^{20} - 750 \cdot 5,644 \cdot 10^7)}{1,517 \cdot 10^5 \cdot 2,836 \cdot 10^{10} - (5,644 \cdot 10^7)^2} = 14,7 \text{ N/mm}^2$$

tensioni nell'acciaio.

$$\sigma_{s1} = -2 \cdot 10^5(-4,64 \cdot 10^{-5}) + 50 \cdot 7,15 \cdot 10^{-7} = 2,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s2} = -2 \cdot 10^5(-4,64 \cdot 10^{-5} + 700 \cdot 7,15 \cdot 10^{-7}) = -90,88 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p = -10^6/750 = 1333,3 \text{ N/mm}^2$$

Analisi a lungo termine

Le caratteristiche meccaniche della sezione omogeneizzata usando il modulo ridotto modificato

$$\bar{E}_r = \frac{30000}{1 + 0,8 \cdot 1,8} = 12300 \text{ N/mm}^2$$

valgono

$$A^* = 1,721 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$S^* = 6,684 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$J^* = 3,454 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

incrementi di sollecitazione:

$$\Delta N = 12300 \cdot 1,8 \cdot (-147 \cdot 10^5 \cdot 4,64 \cdot 10^{-5} + 5,469 \cdot 10^7 \cdot 7,15 \cdot 10^{-7}) = 714795 \text{ N}$$

$$\Delta M = 12300 \cdot 1,8 \cdot (+5,469 \cdot 10^7 \cdot 4,64 \cdot 10^{-5} - 2,721 \cdot 10^{10} \cdot 7,15 \cdot 10^{-7}) = -3,746 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

avendo usato i valori delle caratteristiche meccaniche della sezione di solo calcestruzzo:

$$A_c = 1,47 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$S_c = 5,469 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$J_c = 2,721 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

incrementi di deformazione:

$$\Delta \epsilon_0 = \frac{-6,684 \cdot 10^7 \cdot 3,746 \cdot 10^8 + 3,454 \cdot 10^{10} \cdot 714795}{12300[1,721 \cdot 10^5 \cdot 3,454 \cdot 10^{10} - (6,684 \cdot 10^7)^2]} = -1,91 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta K = \frac{-1,721 \cdot 10^5 \cdot 3,746 \cdot 10^8 + 6,684 \cdot 10^7 \cdot 714795}{12300[1,721 \cdot 10^5 \cdot 3,454 \cdot 10^{10} - (6,684 \cdot 10^7)^2]} = -9,19 \cdot 10^{-7}$$

incrementi di tensione nel cls:

$$\Delta\sigma(o) = +12300[-1,8 \cdot (-4,64 \cdot 10^{-5}) + (-1,91 \cdot 10^{-5})] = 0,792 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\infty}(o) = -1,390 + 0,792 = -0,598 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma(750) = -12300[1,8(-4,64 \cdot 10^{-5}) + 750 \cdot 7,15 \cdot 10^{-7}] + 12300[-1,91 \cdot 10^{-5} + 750 \cdot 9,19 \cdot 10^{-7}] = -2,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\infty}(750) = 14,7 - 2,6 = 12,1 \text{ N/mm}^2$$

incrementi di tensione nell'acciaio:

$$\Delta\sigma_{s1} = -2 \cdot 10^5(-1,91 \cdot 10^{-5} + 50 \cdot 9,19 \cdot 10^{-7}) = -5,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s1}(\infty) = 2,13 - 5,37 = -3,24 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{s2} = -2 \cdot 10^5(-1,91 \cdot 10^{-5} + 700 \cdot 9,19 \cdot 10^{-7}) = -124,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s2}(\infty) = -90,9 - 124,8 = -215,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_p = -2 \cdot 10^5(-1,91 \cdot 10^{-5} + 575 \cdot 9,19 \cdot 10^{-7}) = -101,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p(\infty) = 1333,33 - 101,9 = 1231,5 \text{ N/mm}^2$$

3.5 - IL COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE NEL TEMPO

3.5.1 - Generalità

Nelle strutture in calcestruzzo isostatiche la viscosità porta ad un'evoluzione nel tempo dello stato di deformazione, senza variare la distribuzione delle sollecitazioni al suo interno.

Se la struttura è iperstatica, oltre all'aumento delle deformazioni, si ha anche una leggera variazione nella distribuzione delle sollecitazioni. Ciò è conseguenza delle modifiche che la viscosità apporta alle caratteristiche delle sezioni, viste in precedenza, ed è in genere di modesta entità per cui è lecito non tenerne conto.

Quando però, per qualche motivo, impediamo lo svilupparsi di alcuni spostamenti viscosi conseguenti a spostamenti elastici iniziali consentiti, allora si ha anche una evoluzione temporale dello stato di sollecitazione della struttura che può essere rilevante.

Ciò accade ad esempio, nelle strutture costruite inizialmente con uno schema isostatico, al fine di agevolare la prefabbricazione, e poi rese iperstatiche per migliorarne le prestazioni in esercizio. Tipico è il caso delle travate costruite come semplicemente appoggiate e poi rese continue in opera o quello dei ponti costruiti a sbalzo con uno schema a doppia mensola e poi trasformati in trave continua con il getto del concio di mezzera (figura 3.16).

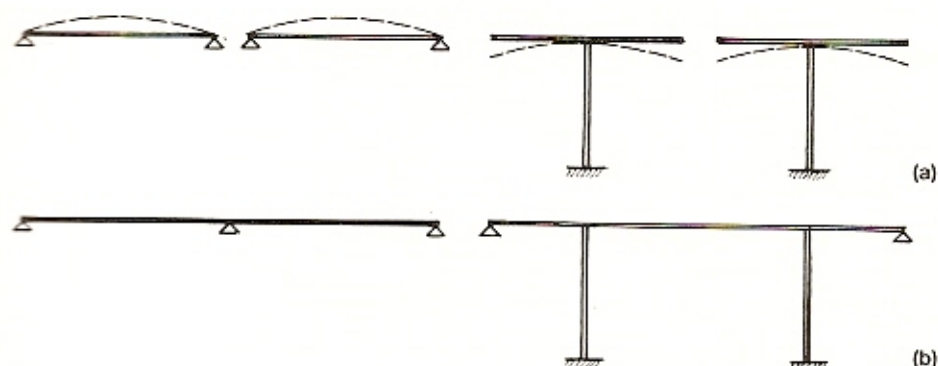


Fig. 3.16 a) Schema iniziale; b) Schema iperstatico definitivo.

Nelle sezioni in cui si operano le connessioni nascono delle forze, variabili nel tempo, che modificano tutto lo stato di sollecitazione nella struttura dovuto ai carichi permanenti. Questo stato evolve dalla situazione iniziale, che corrisponde allo schema statico con cui è stata costruita la struttura, ad una situazione intermedia tra la precedente e quella che si avrebbe se i carichi permanenti agissero sullo schema statico variato, cioè quello finale.

È come se la struttura tendesse a "dimenticare" di essere stata costruita con una configurazione diversa da quella secondo cui è conformata per tutto il resto della sua vita.

3.5.2 - Strutture a cui viene variato lo schema statico

3.5.2.1 - Sezioni prive di armature

Si considera dapprima questo caso ideale, a cui possono ricondursi quelle strutture con una percentuale di armatura molto debole, per capire meglio l'essenza dei fenomeni.

Infatti le caratteristiche geometriche ed inerziali di queste sezioni, supposte omogenee, non variano nel tempo e quindi non sono necessarie le complesse analisi esposte nel paragrafo 3.4.

In generale possiamo dire che quando si effettua una variazione di schema statico, nelle sezioni ove interviene la variazione, vengono impediti gli spostamenti relativi viscosi. Questi, in mancanza di interventi, avrebbero raggiunto a tempo infinito il valore

$$\{u_v(t_0, \infty)\} = \{u_0\} \Phi(t_0, \infty) \quad (3.54)$$

in cui t_0 è l'età della struttura quando si opera il cambiamento; $\{u_0\}$ sono gli spostamenti relativi elastici che sono avvenuti liberamente all'atto della costruzione

e che sarebbero stati nulli qualora avessimo costruito l'opera, fin dall'inizio, con lo schema statico definitivo.

Per impedire questi spostamenti viscosi debbono nascere delle forze $\{f(t)\}$, variabili nel tempo, tali che a tempo infinito risulti:

$$\{u_v(t_0, \infty)\} = \{u_0\} \Phi(t_0, \infty) = \{f(\infty)\} \cdot [u'] (1 + \chi(t_0, \infty) \Phi(t_0, \infty)) \quad (3.55)$$

ove $[u']$ rappresenta lo spostamento relativo elastico provocato dalla forza unitaria (matrice di flessibilità).

Se inizialmente avessimo costruito l'opera con il suo schema finale, come già detto, $\{u_0\}$ sarebbe stato nullo, mentre sarebbero nate delle forze tali che

$$[u'] \cdot \{f_0\} = \{u_0\} \quad (3.56)$$

Da questa e dalla (3.55) si trae:

$$\{f(\infty)\} = \{f_0\} \cdot \frac{\Phi(t_0, \infty)}{1 + \chi(t_0, \infty) \Phi(t_0, \infty)} \quad (3.57)$$

Le forze che si sviluppano nelle sezioni in cui viene variato lo schema statico sono quindi una frazione non trascurabile (il 77% nel caso di $\chi = 0,8$ e $\Phi = 2$) di quelle che si sarebbero avute se l'opera fosse "nata" con la sua configurazione finale.

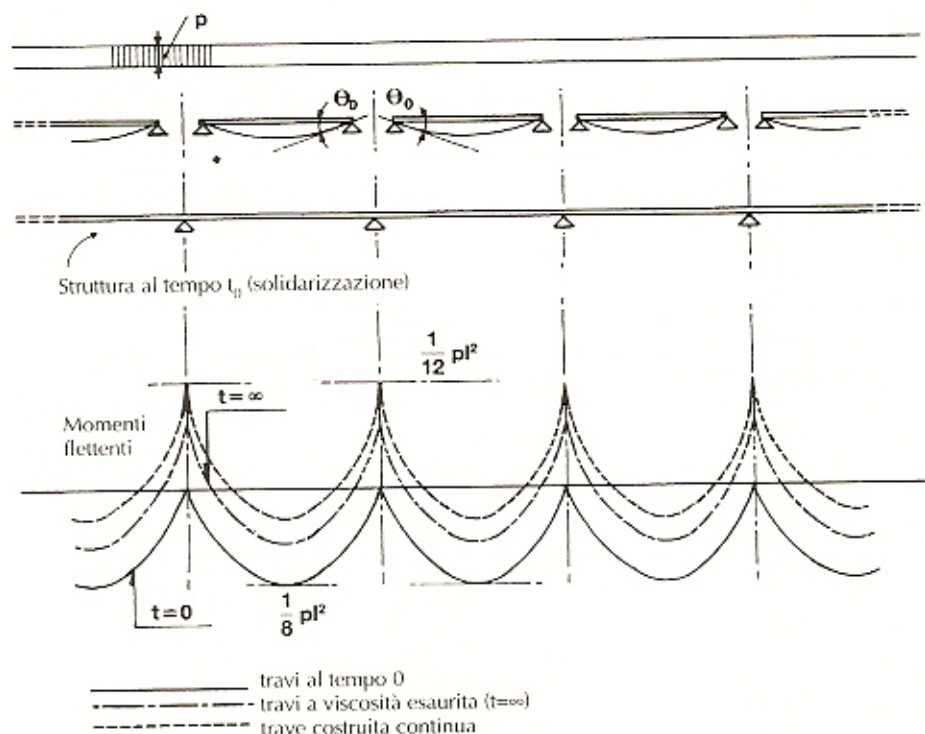


Fig. 3.17

La nascita di queste forze altera lo stato di sollecitazione della struttura nel tempo; ciò comporta, in particolare, una ulteriore fase di verifica a $t = \infty$ oltre quelle in fase costruttiva e ad opera ultimata, generalmente con un aggravio dei costi dell'opera.

Gli effetti di questa redistribuzione delle sollecitazioni possono essere ridotti se si aspetta un certo tempo prima di variare lo schema statico (t_0 grande e quindi $\Phi(t_0, \infty)$ piccolo).

I due esempi che seguono chiariscono meglio i concetti fin qui esposti.

caso a) sequenza indefinita di travi appoggiate rese continue in opera.

È il caso esemplificato nella figura 3.17. Si assume come parametro di spostamento caratteristico la rotazione delle travi all'appoggio. Se supponiamo i carichi permanenti (peso proprio più eventuale precompressione) uniformemente ripartiti, la forza necessaria ad annullare questa rotazione sarebbe, come è noto, un momento pari a $M_0 = 1/12 \cdot pl^2$.

Qualora la continuità venga realizzata 6 mesi (t_0) dopo la nascita delle travi, si può supporre che la viscosità residua sia

$$\Phi(180, \infty) \approx 0,7 \cdot \Phi_\infty = 1,4$$

avendo assunto $\Phi_\infty = 2$.

Il momento di continuità che si svilupperebbe ⁽¹⁾ a tempo ∞ per effetto della viscosità varrebbe quindi per la 3.57.

$$M(\infty) = M_0 \cdot \frac{1,4}{1 + 0,8 \cdot 1,4} = 0,66 M_0$$

Nelle verifiche si farà riferimento a $t = t_0$ per le sezioni di mezzzeria ed a $t = \infty$ per quelle di continuità.

caso b) coppia di stampelle, rese solidali in opera.

Nella figura 3.18 è riportato il caso di due "telai a stampella" che si suppone realizzati, per semplicità, allo stesso tempo. Terminata la costruzione delle due strutture simmetriche, esse vengono solidarizzate con il getto di un concio di mezzzeria che impedisce la rotazione relativa viscosa associata a quella ($u_{0,1}$) elastica iniziale. Alle altre estremità la realizzazione degli appoggi impedisce ulteriori abbassamenti oltre a quelli elastici iniziali ($u_{0,2}$) ed a quelli viscosi avvenuti prima dell'istante di solidarizzazione.

In questo caso si hanno dunque due spostamenti di cui vengono impediti le evoluzioni lente nel tempo. Ciò comporta la nascita di due forze iperstatiche: una coppia, X_1 , in mezzzeria e due reazioni verticali identiche, X_2 , alle estremità esterne.

⁽¹⁾ Nella realtà le cose sono molto più complesse in quanto, in genere, le travi hanno età diverse e le forze di precompressione variano nel tempo per effetto delle cadute lente. Questo esempio va perciò visto come semplice ausilio didattico.

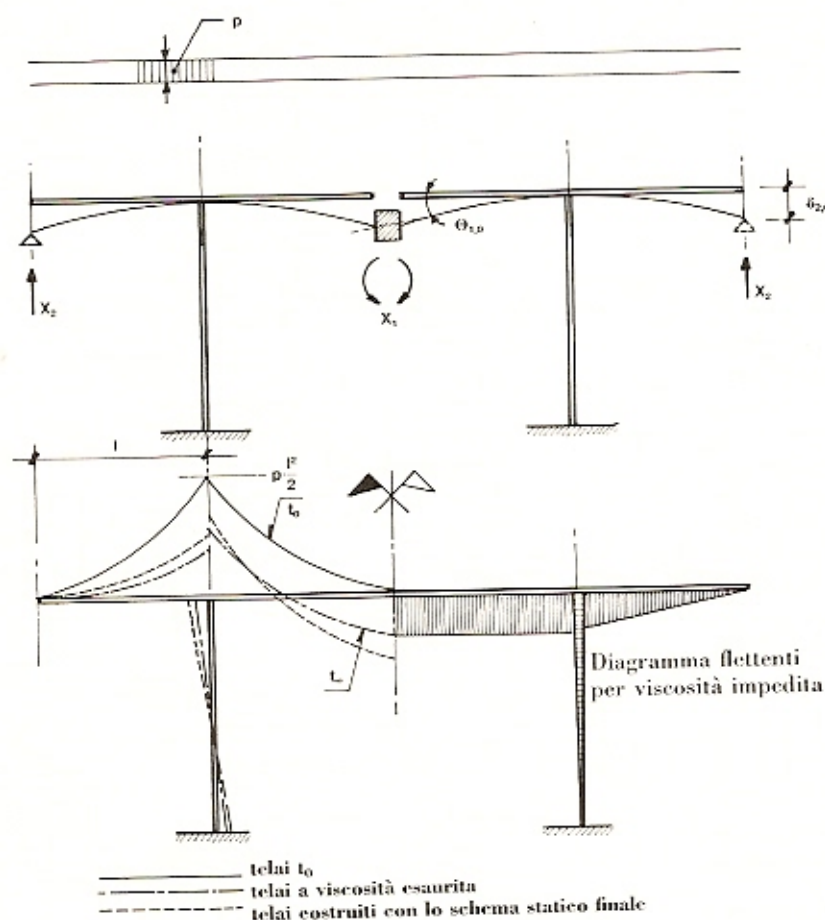


Fig. 3.18

Alla determinazione di queste due iperstatiche si perviene risolvendo il seguente sistema:

$$\begin{Bmatrix} u_{0,1} \\ u_{0,2} \end{Bmatrix} \cdot \Phi(t_0, \infty) = \begin{bmatrix} u'_{11} & u'_{12} \\ u'_{21} & u'_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} [1 + \chi(t_0, \infty)\Phi(t_0, \infty)]$$

Nella figura 3.18 sono riportati i diagrammi, massimi e minimi di sollecitazione per flessione dovuti ad un carico uniforme p (peso proprio più eventuale precompressione), da usare nelle verifiche. Supponendo che al tempo t_0 , quando viene variato lo schema statico, la viscosità residua sia dello 80% si ha, con ovvio significato dei simboli:

$$\{X\} = \frac{\Phi(t_0, \infty)}{[1 + \chi(t_0, \infty)\Phi(t_0, \infty)]} \{X_0\} \approx 0,77 \{X_0\}$$

avendo assunto $\Phi = 2,5$, $\Phi(t_0, \infty) = 80\% \times 2,5 = 2,0$

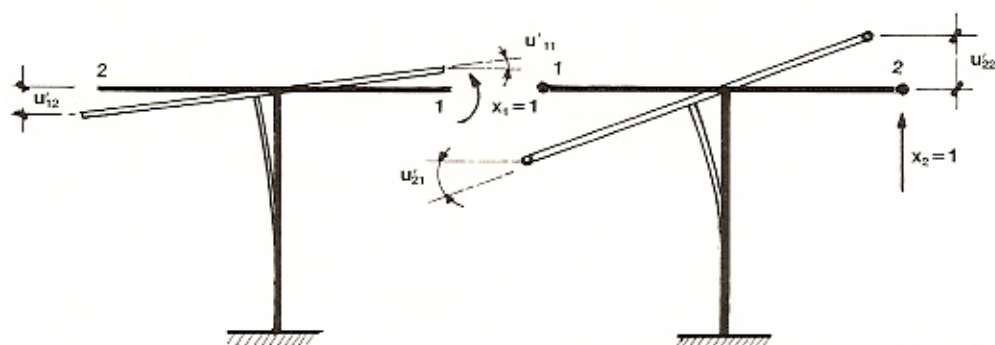


Fig. 3.19

Nei casi reali le stampelle vengono realizzate con procedimento a sbalzo per conci successivi, per cui ciascun concio ha una propria viscosità; inoltre le stampelle possono venire completate in tempi diversi, il che fa nascere delle ulteriori iperstatiche: un taglio differenziale in mezzzeria (nodo 1); e reazioni diverse nelle estremità esterne dei telai (nodi 2).

3.5.2.2 - Sezioni armate

Nei casi reali le sezioni hanno armature (di precompressione e lente) aderenti al calcestruzzo e quindi le loro caratteristiche geometriche ed inerziali variano nel tempo come esposto in 3.4.

Ciò complica il calcolo delle sollecitazioni dovute alla variazione dello schema statico in quanto non si può parlare più di una rigidità (o flessibilità) della struttura costante nel tempo.

Normalmente in questi casi vengono utilizzati programmi di calcolo automatico che operano al passo [8].

In alcuni casi semplici possono anche utilizzarsi proficuamente i concetti visti nei paragrafi precedenti.

3.5.3 - Strutture soggette a spostamenti impressi

Una problematica simile a quella vista nel precedente paragrafo si ha nel caso di distorsioni impressa alla struttura, sia intenzionalmente che per cause non volute; un esempio è il cedimento accidentale o provocato dei vincoli.

Sia u_0 la distorsione impressa ad un certo istante t_0 . A questa distorsione corrisponde una forza caratteristica f_0 che si può porre come

$$f_0 = \frac{1}{u'} \cdot u_0 \quad (3.58)$$

essendo u' lo spostamento dovuto ad una forza unitaria (figura 3.20).

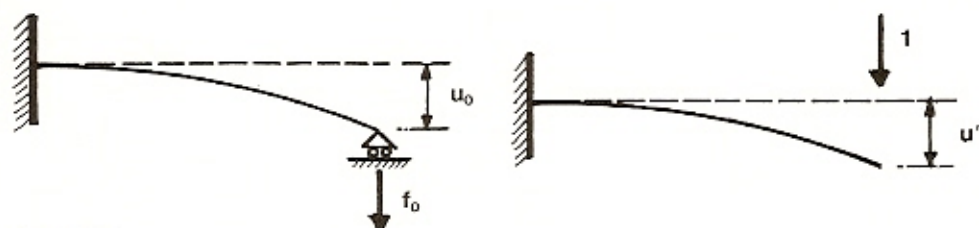


Fig. 3.20

Se il materiale presenta fenomeni di viscosità e nel caso che f_0 rimanesse costante ⁽¹⁾ si dovrebbe avere un incremento della distorsione, a tempo infinito, pari a:

$$u_v(t_0, \infty) = u_0 \Phi(t_0, \infty) \quad (3.59)$$

Poiché ciò non è possibile deve nascere e svilupparsi, nel tempo, una forza $\Delta f(t)$, di segno opposto ad f_0 , tale che in ogni istante sia rispettata la congruenza. In particolare a tempo infinito si deve avere:

$$\Delta f_\infty \cdot u' [1 + \chi(t_0, \infty) \Phi(t_0, \infty)] = u_0 \Phi(t_0, \infty) \quad (3.60)$$

cioè:

$$\Delta f_\infty = f_0 \cdot \frac{\Phi(t_0, \infty)}{1 + \chi(t_0, \infty) \Phi(t_0, \infty)} \quad (3.61)$$

per cui a tempo infinito la forza provocata dal cedimento iniziale u_0 si riduce al valore finale:

$$f_\infty = f_0 - \Delta f_\infty = f_0 \left[1 - \frac{\Phi(t_0, \infty)}{1 + \chi(t_0, \infty) \Phi(t_0, \infty)} \right] \quad (3.62)$$

Diverso è il caso in cui il cedimento avvenga lentamente nel tempo, con valore crescente da zero fino al valore finale u_∞ .

Se lo spostamento evolve nel tempo con una legge simile a quella del coefficiente di viscosità, $\Phi(t)$, e raggiunge un valore finale $u_\infty = u_0$ (cedimento istantaneo del caso precedente) si può scrivere, con la consueta simbologia:

$$u_\infty = f_\infty \cdot u' [1 + \chi(t_0, \infty) \Phi(t_0, \infty)] \quad (3.63)$$

ed anche:

$$f_\infty = f_0 \cdot \frac{1}{1 + \chi(t_0, \infty) \Phi(t_0, \infty)} \quad (3.64)$$

avendo indicato con f_0 la forza teorica elastica che avremmo se lo spostamento, come nel caso precedente, avvenisse in maniera istantanea.

⁽¹⁾ Ciò sarebbe vero per sezioni prive di armatura.

Esempio

Trave continua a due campate simmetriche con cedimento istantaneo dell'appoggio in mezzeria (figura 3.21).

Se il cedimento u_0 è istantaneo all'istante t_0 in cui viene applicato nasce un momento nel nodo 2 di continuità, pari a

$$M_{2,0} = \frac{u_0}{l^2} \cdot 3 E J$$

Tale momento rimane costante nel tempo se non vi è viscosità, come ad esempio accade nel caso di impalcati interamente in acciaio. Nel caso del calcestruzzo, invece, $M_{2,0}$ varia nel tempo, raggiungendo, a viscosità esaurita, il valore (3.62).

Assumendo $\Phi_\infty = 2$ e $\chi = 0,8$, si vede che a tempo infinito il momento dovuto al cedimento di vincolo istantaneo si riduce ad appena il 23% del suo valore iniziale. Ciò mostra come la viscosità riduce di molto i vantaggi che si possono trarre da un cedimento degli appoggi causato artificialmente per ridurre i momenti negativi nelle travi continue.

Qualora invece lo stesso cedimento avvenisse nel tempo seguendo una legge all'incirca simile a quella della viscosità del calcestruzzo, varrebbe la (3.64).

Se si usano gli stessi parametri di viscosità appena visti, risulta a tempo infinito un momento di continuità pari al 38,5% di quello iniziale che si avrebbe per cedimento istantaneo.

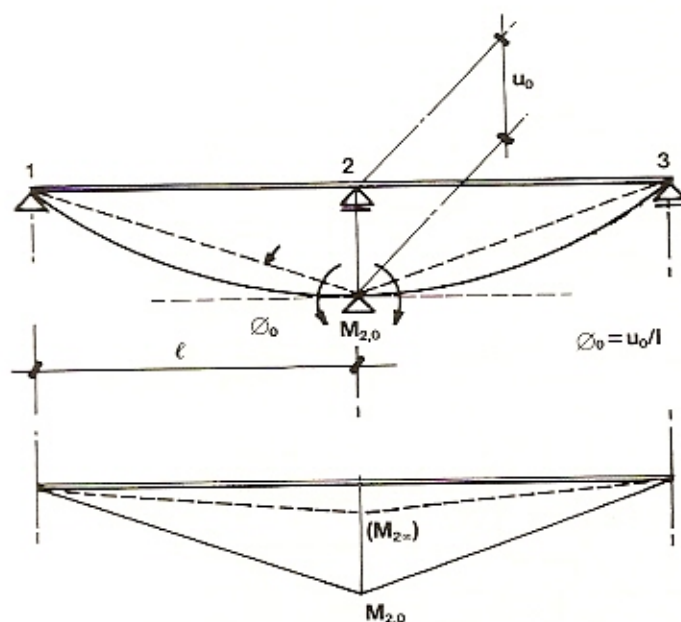


Fig. 3.21

È chiaro che questo caso è più favorevole del precedente poiché le verifiche vanno fatte solo per $M_{2,\infty}$, risultando nullo il momento, $M_{2,0}$, al tempo t_0 di inizio del cedimento. Nel caso di cedimenti rapidi, invece, bisognerà verificare la struttura sia a $t=t_0$, quando sono più sollecitate le sezioni con momenti positivi, sia a $t=\infty$, quando sono in condizioni peggiori le sezioni con momenti negativi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB-Bulletin d'information No 199, "Evaluation of the time dependent behaviour of concrete", Losanna, Agosto 1990
- [2] DM 27 FEBBRAIO 1992, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- [3] NEVILLE A.M., DILGEN W.H., BROOKS J.J., "Creep of Plain and Structural Concrete", Construction Press (Longman Group Ltd), 1983
- [4] CEB-FIP Model Code 1990 - Bulletin D'Information 195
- [5] WHITNEY C.S., "Plain and Reinforced Concrete Arches", ACI Journal, 28, 1932, pp 479-519
- [6] DISCHINGER F., "Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken", Der Bauingenieur, 18, No. 33/34, 1937, pp 487-520, No. 35/36, 1937, pp 539-552, No. 39/40, 1937, pp 595-621
- [7] GILBERT R.I., "Time effects in concrete structures" Elsevier 1988
- [8] CIAMPI V., VESTRONI F., "Un elemento finito di trave per l'analisi elastoviscosa di strutture a sezione composta" Convegno AIMETA - Ottobre 1978

4

LINEE E SUPERFICI DI INFLUENZA

4.1 - LINEE DI INFLUENZA - DEFINIZIONE

Alcune strutture, ed in particolare i ponti, sono sollecitate da carichi accidentali mobili che possono assumere una qualsiasi posizione, per cui è necessario individuare quella situazione che rende massima una data caratteristica di sollecitazione o di deformazione nella sezione in cui si stanno eseguendo le verifiche.

Per definire una linea di influenza (l.d.i.) si consideri una generica struttura comunque vincolata e si supponga che su di essa agisca un carico P in una sezione di ascissa x qualunque (figura 4.1). Si ammette che il carico si sposti mantenendosi parallelo ad una data direzione che per brevità nel seguito si suppone verticale (caso della forza peso). Se ora si considera una generica sezione S , individuata dall'ascissa x_s , una qualsiasi grandezza G , sia essa una caratteristica di sollecitazione (momento, sforzo normale, di taglio, σ , τ , ecc.) o di spostamento (abbassamento, rotazione, ecc.) sarà descritta da una funzione del tipo:

$$G = G(x, x_s, P)$$

Mantenendo fissi alcuni parametri e facendo variare i rimanenti si hanno i seguenti casi:

- | | |
|------------------------|---|
| P variabile | - Nell'ambito della teoria del 1° ordine, che si ritiene valida poiché altrimenti non si ha convenienza ad impiegare le l.d.i., questo caso è privo di interesse, avendosi proporzionalità diretta tra G e P .
Sarà sufficiente, quindi, trattare il caso di $P = 1$. |
| x_s variabile | - Si hanno in questo caso i noti diagrammi "di stato" (diagramma dei momenti, del taglio, ecc.) che descrivono, per una data posizione del carico, lo stato di sollecitazione o di deformazione nella struttura. |
| x variabile | - È il caso della l.d.i., cioè di un diagramma che, per una data sezione, indica con la sua ordinata generica $\mu(x)$ il valore che la grandezza in esame assume in S quando il carico $P = 1$ si trova nella sezione di ascissa x . |
| x_s ed x variabili | - In questo caso si ottiene la funzione di influenza della grandezza in esame G , che descrive come varia la l.d.i. di G al variare della posizione di S . |

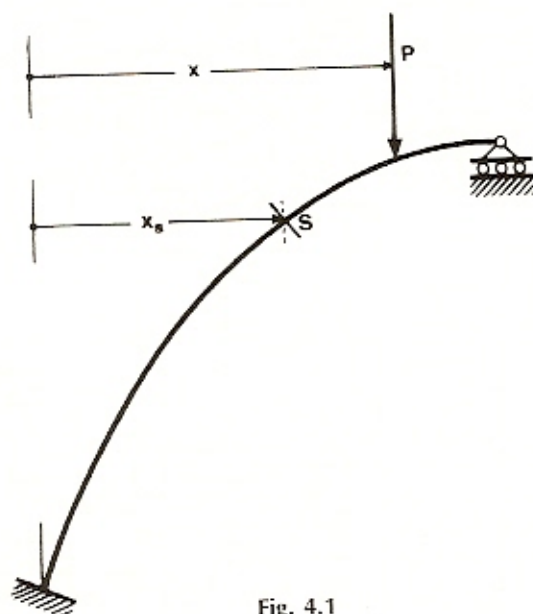


Fig. 4.1

Per come sono state definite, le l.d.i. hanno le dimensioni della grandezza che descrivono diviso una forza.

Quindi:

l.d.i. dei momenti $\frac{[F][L]}{[F]} = [L]$

l.d.i. di N , T $\frac{[F]}{[F]} = \text{num. puro}$

l.d.i. degli abbassamenti $\frac{[L]}{[F]}$

e così via.

4.2 - CENNI DI TEORIA SULLE L.D.I.

Abbiamo detto, nel precedente paragrafo, che la funzione che si ottiene facendo variare la posizione x del carico unitario e quella x_s della sezione S in cui si valuta la grandezza G è la funzione di influenza della grandezza stessa.

Quando la grandezza G considerata è la componente dello spostamento nella direzione di P' , cioè l'abbassamento w , la funzione di influenza

$$w(x_s, x)$$

è anche la funzione di Green del problema. Derivando questa rispetto x_s si ot-

tiene la funzione di influenza della rotazione φ :

$$\varphi(x_s, x) = -\frac{\delta}{\delta x_s} w(x_s, x) \quad (4.1)$$

Derivando ancora e fissando x_s è immediato ricavare le linee di influenza delle caratteristiche di sollecitazione.

$$M = -E I \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} \quad (4.2.a)$$

$$T = -E I \frac{\delta^3 w}{\delta x^3} \quad (4.2.b)$$

Si potrebbe altresì dimostrare che le derivate rispetto x della funzione di Green consentono di risalire alle l.d.i. relative a momenti e a distorsioni impresse.

In realtà il calcolo delle l.d.i. con questo metodo non è così semplice in quanto sottointende la ricerca della funzione di Green per la struttura in esame, problema di non immediata soluzione. Per ulteriori approfondimenti vedi [1].

4.3 - USO DELLE LINEE DI INFLUENZA

Mediante le l.d.i. è possibile valutare l'effetto prodotto in una sezione da carichi mobili di vario tipo ed individuare le posizioni dei carichi per le quali si hanno i massimi ed i minimi valori della grandezza cercata.

Si prendono in esame i seguenti casi:

4.3.1 - Carico concentrato isolato

La grandezza $G = P \cdot \eta$ è proporzionale all'intensità del carico e la posizione del carico P per cui si ha il massimo (minimo) valore della grandezza G è unica ed è quella della verticale corrispondente all'ordinata massima (minima) della linea di influenza (figura 4.2).

4.3.2 - Treno di carichi concentrati (più carichi concentrati a distanze fisse l'uno dall'altro)

È possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti, per cui se

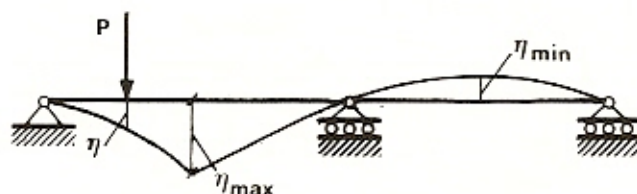


Fig. 4.2

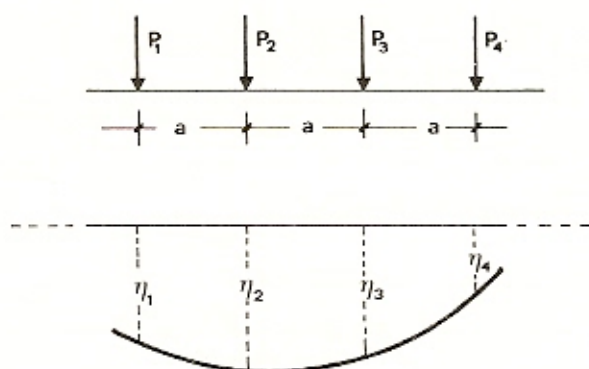


Fig. 4.3

$\eta_1, \eta_2, \eta_3 \dots$ sono le ordinate rispettivamente sotto i carichi $P_1, P_2, P_3 \dots$ la grandezza G è uguale a:

$$G = \sum_1^n P_i \eta_i \quad (4.3)$$

e la posizione del treno di carichi (figura 4.3) che produce il massimo o il minimo valore della grandezza G viene di solito, salvo casi particolari, ricavata per tentativi calcolando ogni volta la (4.3).

Nel caso di l.d.i. che presentano una cuspide è invece sufficiente esaminare le disposizioni che presentano uno dei carichi in corrispondenza della cuspide stessa, in quanto si può dimostrare che la situazione di massimo è compresa in uno di questi casi.

Risulta evidente da quanto detto che l'impiego delle l.d.i. presuppone la validità del principio di sovrapposizione degli effetti cioè della teoria del 1° ordine.

4.3.3 - Carico ripartito

Nel caso generale di carico variabile $q(x)$ si ha (figura 4.4):

$$G = \int_{x_1}^{x_2} q(x) \eta \, dx \quad (4.4)$$

Se il carico è uniforme, cioè $q = \text{cost}$, la 4.4 diviene:

$$G = q \cdot \Omega \quad (4.5)$$

avendo indicato con Ω l'area della l.d.i. sottostante la zona caricata.

Nel caso di carico uniformemente ripartito risulta poi immediata l'individuazione della posizione per cui G è massimo. Se infatti si sposta di dx il carico da questa posizione, si ha:

$$d\Omega = \eta(x_1) \cdot dx - \eta(x_2) \cdot dx$$

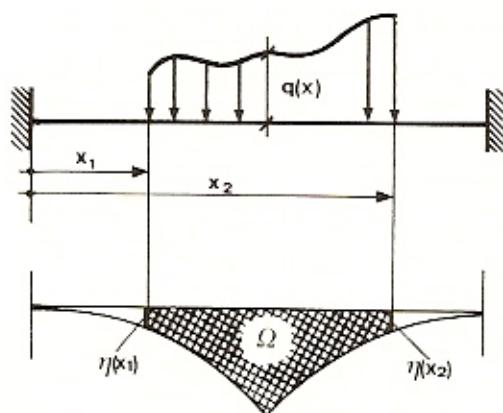


Fig. 4.4

Dovendosi avere un massimo dovrà risultare

$$\frac{d\Omega}{dx} = 0 \text{ cioè } \eta(x_1) = \eta(x_2)$$

cioè la posizione cercata è quella per cui le ordinate della l.d.i. corrispondenti all'estremità del carico sono eguali.

Un caso frequente di carico uniforme è quello del carico "comunque segmentabile", cioè di valore p (per unità di lunghezza) fissato, ma d'estensione arbitraria ed eventualmente a tratti, che quindi dovrà essere disposto opportunamente in sede di verifica.

La disposizione del carico risulterà evidente dall'esame delle linee di influenza, dovendosi caricare tutte le zone dello stesso segno.

In figura 4.5, per esempio, sono indicate le due condizioni di carico (per carico comunque segmentabile) che rendono massimo e minimo lo sforzo di taglio nella sezione S indicata.

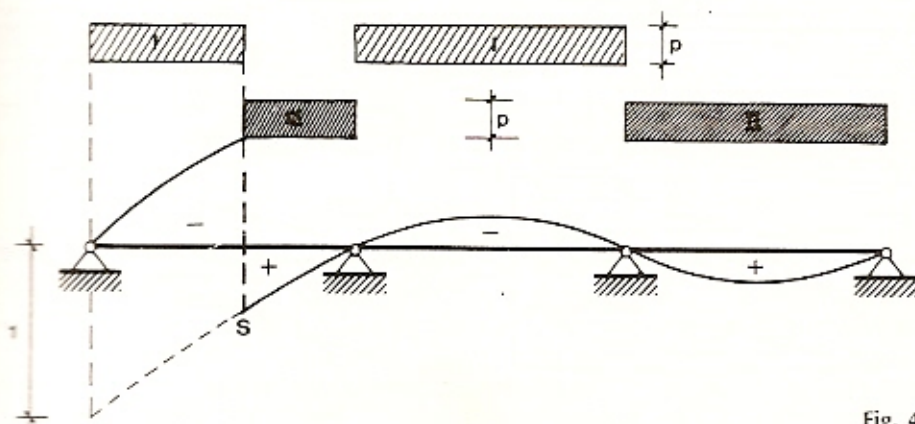


Fig. 4.5

4.4 - TRACCIAMENTO DELLE LINEE DI INFLUENZA

Per il tracciamento delle l.d.i. si può eseguire il calcolo con il **metodo diretto** o con il **metodo indiretto**.

4.4.1 - Metodo diretto

Consiste nel costruire la l.d.i. per punti, calcolando cioè G per diverse posizioni del carico. Più vicini sono i punti in cui si pone il carico e più approssimato sarà l'andamento della l.d.i.

Nel caso delle sollecitazioni è conveniente determinare, dapprima, le l.d.i. delle reazioni vincolari, essendo possibile da queste dedurre per una qualsiasi sezione le grandezze M , T , N .

A titolo di esempio si riportano qui di seguito alcune linee di influenza di strutture semplici.

4.4.1.1 - Trave semplicemente appoggiata

L.d.i. delle reazioni vincolari (figura 4.6)

Risulta

$$\begin{aligned} T_A &= R_A = 1 - x/l \\ -T_B &= R_B = x/l \end{aligned} \quad (4.6)$$

Facendo variare x si ottengono le l.d.i. cercate.

L.d.i. dello sforzo di taglio nella sezione S (figura 4.7)

Per carico a sinistra di S si ha $T_s = R_B$ ed analogamente per carico a destra di S

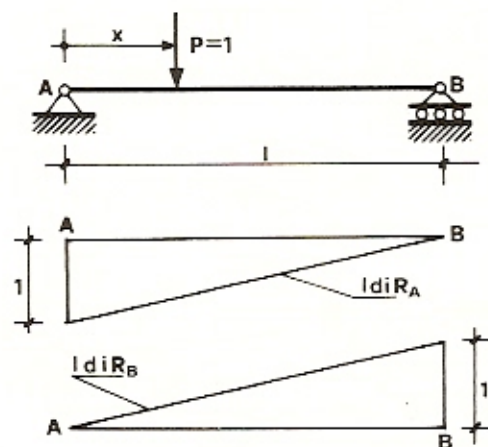


Fig. 4.6

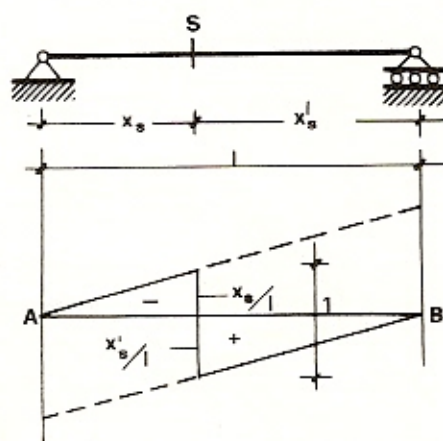


Fig. 4.7

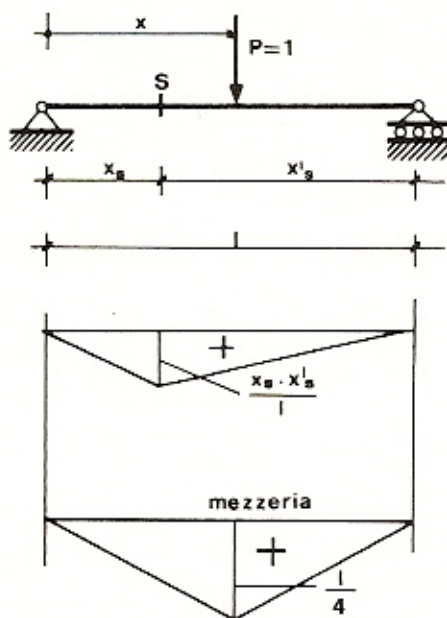


Fig. 4.8

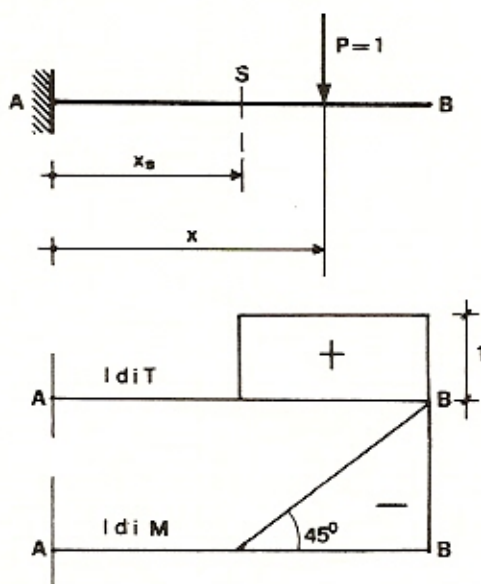


Fig. 4.9

risulta $T_s = R_A$. In definitiva la l.d.i. cercata è quella di figura 4.7 in cui sono riportati i segni secondo le convenzioni usuali.

L.d.i. del momento flettente nella sezione S (figura 4.8)

L'espressione analitica del momento in S è data da:

$$M_s = \frac{l-x}{l} \cdot x_s - [1 \cdot (x_s - x)] \quad (4.7)$$

ove il termine tra parentesi quadra si ha solo per $x < x_s$.

L'andamento della l.d.i. cercata è quello di figura 4.8 in cui è riportata anche, come caso particolare, la l.d.i. del momento flettente in mezzeria.

4.4.1.2 - Mensola (figura 4.9)

In una generica sezione S si ha:

$$\begin{array}{ll} T = M = 0 & \text{per } x < x_s \\ T = 1 & M = -(x - x_s) \quad \text{per } x > x_s \end{array} \quad (4.8)$$

4.4.1.3 - Trave incastrata ad un estremo e semplicemente appoggiata all'altro (a sezione costante)

Anche in alcuni casi semplici di strutture iperstatiche è possibile tracciare direttamente le l.d.i.

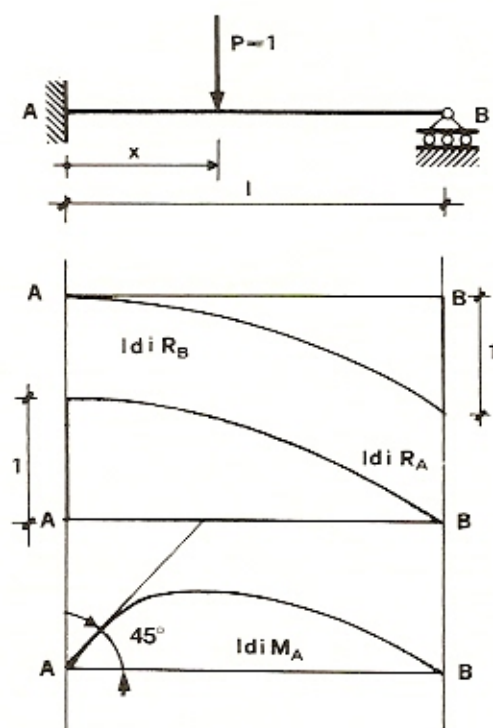


Fig. 4.10

Nel caso in esame, per esempio, si ha:

$$R_B = \frac{x^3}{l^3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{l-x}{x} \right) \quad (4.9)$$

ed ancora:

$$R_A = R_B - 1 \quad M_A = R_B \cdot l - x \quad (4.10)$$

In definitiva le I.d.i. delle reazioni vincolari sono quelle riportate in figura 4.10.

Da esse è possibile ricavare facilmente le I.d.i. delle caratteristiche di sollecitazione per una sezione generica.

4.4.2 - Metodo indiretto

Tutte le linee di influenza possono sempre ottenersi come particolari deformate della struttura immaginata caricata da un sistema di forze fittizie scelte opportunamente.

L'importanza di questo metodo consiste nel fatto che esso permette facilmente d'intuire qualitativamente l'andamento della I.d.i. cercata e quindi di co-

noscere subito le zone da caricare. Inoltre, questo metodo permette un efficace controllo dei risultati ottenibili con il calcolo automatico: per quanto detto infatti dovrà risultare che **l'andamento delle linee di influenza sia tale da rispettare sempre i vincoli esterni della struttura**, a meno, eventualmente, dei vincoli in cui si cercano le reazioni.

Distinguiamo, più in dettaglio, le l.d.i. delle caratteristiche delle sollecitazioni da quelle degli spostamenti.

4.4.2.1 - L.d.i. delle caratteristiche di sollecitazione (teorema di Land-Colonnetti)

Questo teorema, che deriva direttamente dal principio dei lavori virtuali, dice che le l.d.i. di M , N e T in una generica sezione S di una struttura si ottengono dalla deformata che risulta tagliando la struttura in S ed applicando alle due facce del taglio due sistemi di forze fittizie eguali e contrarie. Queste vanno scelte in modo da produrre una distorsione unitaria corrispondente alla caratteristica di sollecitazione cercata e spostamenti relativi nulli rispetto alle altre due. ⁽¹⁾

Di ogni spostamento η va considerata la componente nella direzione della forza mobile; nel caso dei ponti quindi, in cui la forza mobile è supposta verticale, le l.d.i. saranno i diagrammi delle componenti verticali degli spostamenti (figura 4.11) nelle deformate sopradette.

Nel caso frequente di strutture con asse orizzontale si ha la coincidenza del diagramma degli spostamenti verticali con la deformata.

Così per esempio, in figura 4.12 sono riportate le l.d.i. di M e T per una generica sezione di una trave incastrata, mentre in figura 4.15 si hanno quelle per la trave continua.

Una conseguenza diretta del teorema di Land è che nelle strutture isostatiche le linee di influenza delle caratteristiche di sollecitazione sono sempre rettilinee.

⁽¹⁾ Il teorema di Land è un'applicazione del teorema di Betti, che si basa sull'ipotesi di spostamento e rotazione piccolissimi. Con tale ipotesi gli angoli φ_s^* e φ_d^* si possono confondere con le loro tangenti, cioè con le notazioni di figura 4.13 possiamo scrivere:

$$\varphi_s^* = \operatorname{tg} \varphi_s^* = bc/d \quad - \varphi_d^* = ab/d$$

pertanto risulta:

$$\gamma_i = \varphi_s^* - \varphi_d^* = n/d$$

Questo angolo unitario, così inteso, non ha quindi un unico valore: è minimo quando una delle due tangenti è orizzontale (v. figura 4.10) ed è massimo quando le due tangenti sono ugualmente inclinate sull'orizzontale ($\operatorname{tg} \varphi_s^* = -\operatorname{tg} \varphi_d^* = 0.5$):

$$\gamma_{\min} = \operatorname{arctg} 1 = 45^\circ$$

$$\gamma_{\max} = 2 \operatorname{arctg} 0.5 \approx 53^\circ$$

Per ulteriori chiarimenti si veda [2].

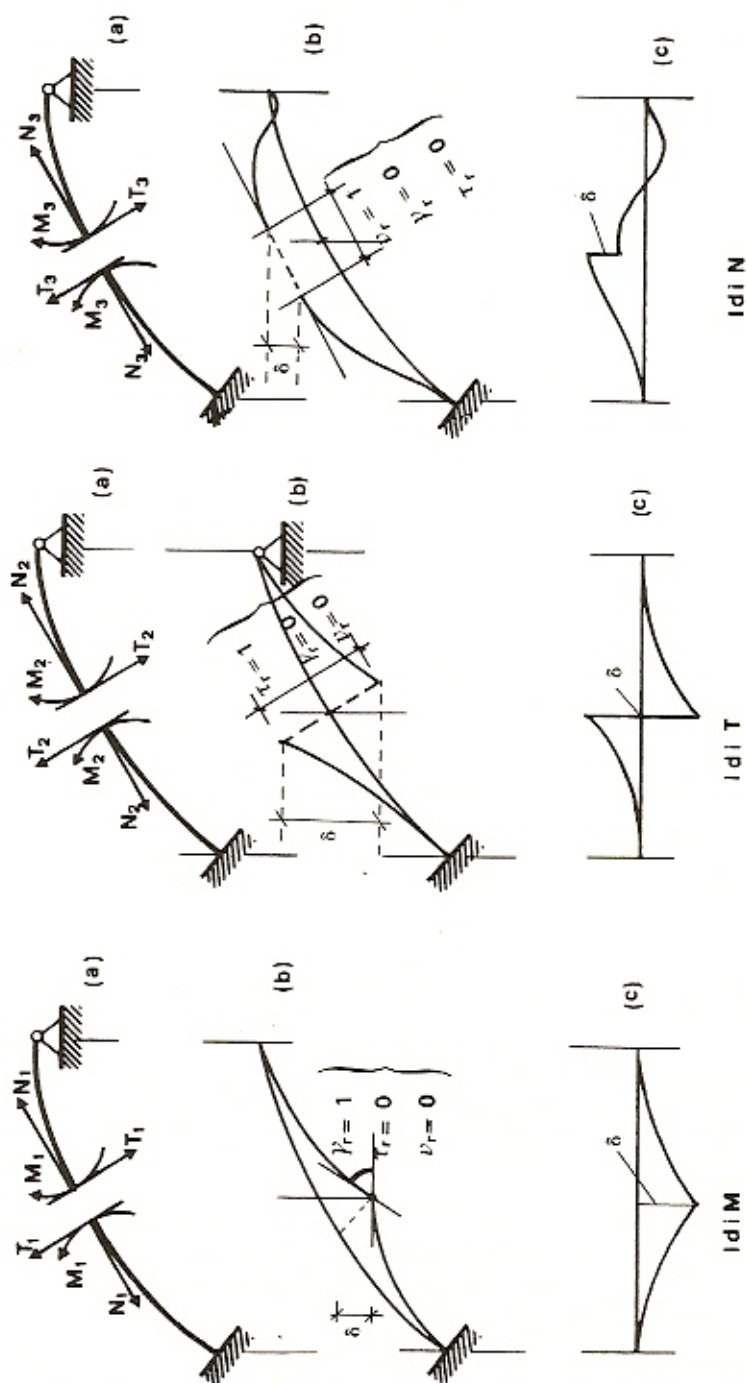


Fig. 4.11 (a) Sistema di forze fittizie eguali e contrarie che provocano la deformata (b) della struttura che soddisfa le condizioni richieste. In (c) è riportato il diagramma delle componenti verticali degli spostamenti, cioè la l.d.i. cercata.

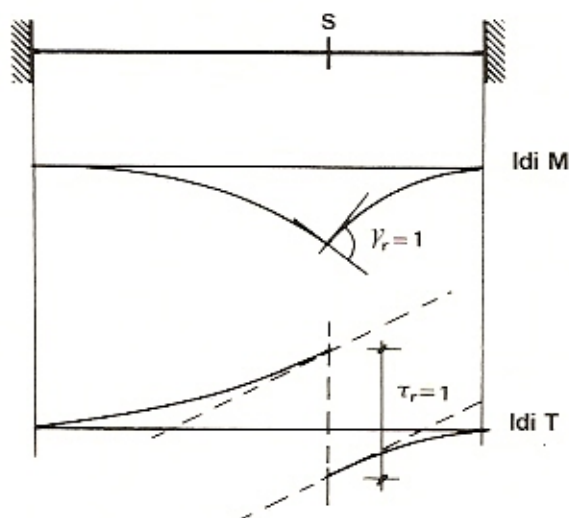


Fig. 4.12

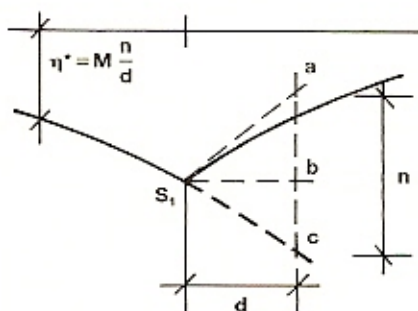


Fig. 4.13

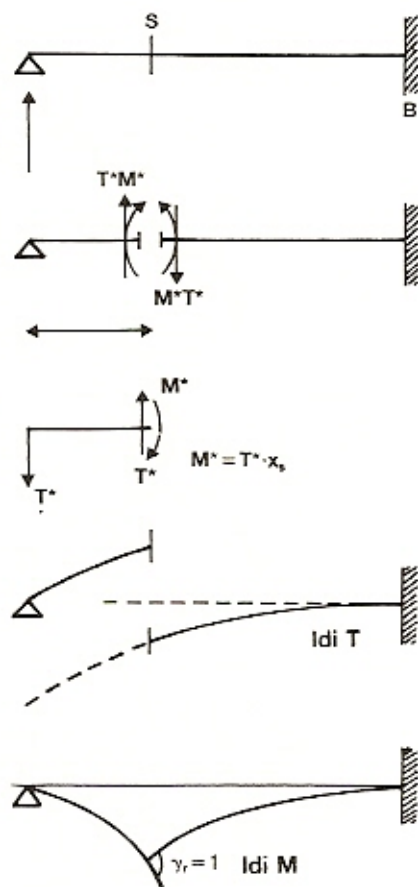


Fig. 4.14

Infatti una volta effettuato il taglio nella generica sezione S la struttura diviene labile e quindi la distorsione voluta si può sempre ottenere con moti rigidi delle parti che risultano dal taglio. (v. figure 4.6 - 4.9).

Invece le l.d.i. delle strutture iperstatiche, come già visto in figura 4.5, risultano sempre curve anche laddove l'applicazione del teorema di Land ne renda labili alcune parti.

Ad esempio nel caso di figura 4.14 il tratto AS, dopo il taglio, è labile. È facile vedere, però, che per avere la distorsione voluta bisogna deformare anche la parte sinistra; questa, essendo la struttura inizialmente iperstatica, è isostatica oppure ancora iperstatica.

Bisogna quindi applicare ad essa delle forze che, per quanto detto, devono essere imposte eguali e contrarie anche al tronco labile AS che quindi si deformerà.

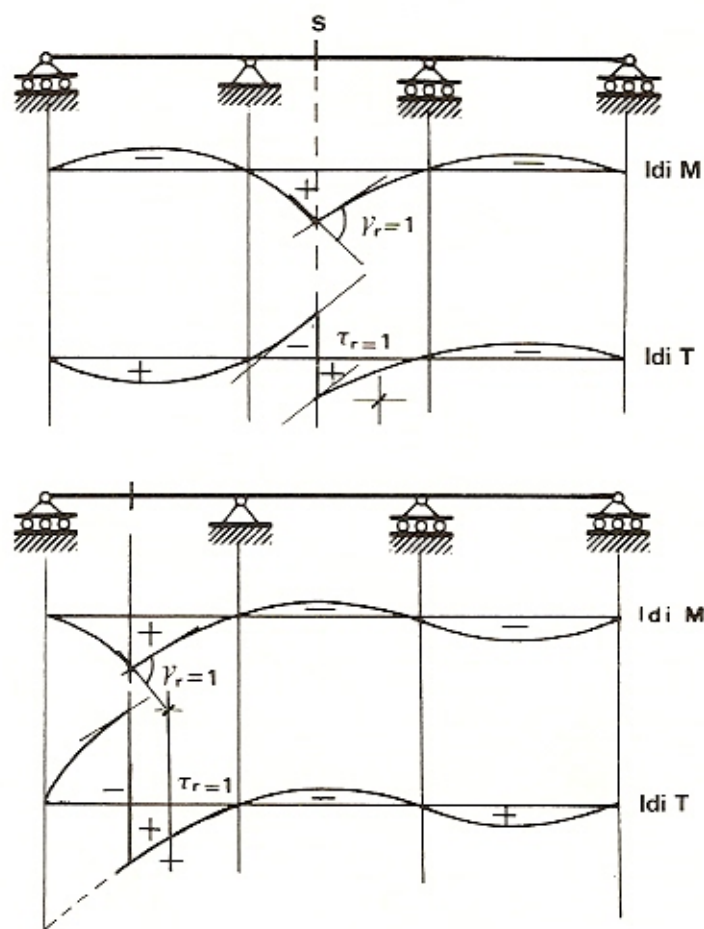


Fig. 4.15

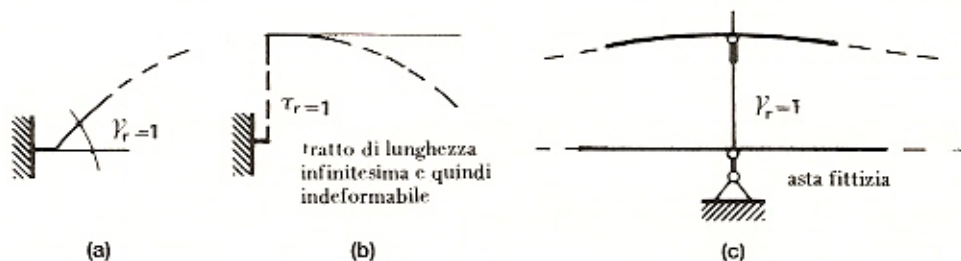


Fig. 4.16

Il procedimento visto è applicabile anche al calcolo delle reazioni vincolari. Basterà, nel caso dell'incastro, immaginare di tagliare una sezione immediatamente prossima a quella di vincolo (figure 4.16 a e 4.16 b), mentre nel caso dell'appoggio la l.d.i. della reazione può immaginarsi come l.d.i. dello sforzo normale in un'asta fittizia posta tra struttura e vincolo (figura 4.16 c).

4.4.2.2 - L.d.i. degli spostamenti

Per il primo principio di reciprocità l'abbassamento w_{sp} della sezione S per un carico verticale posto in P, è eguale all'abbassamento w_{ps} della sezione P per il carico posto in S (figura 4.17).

Basterà quindi, invece di far variare x_p e calcolare ogni volta w_{sp} , porre il carico unitario in S e determinare la deformata della struttura: questa coinciderà, per quanto detto, con la l.d.i. degli abbassamenti di S.

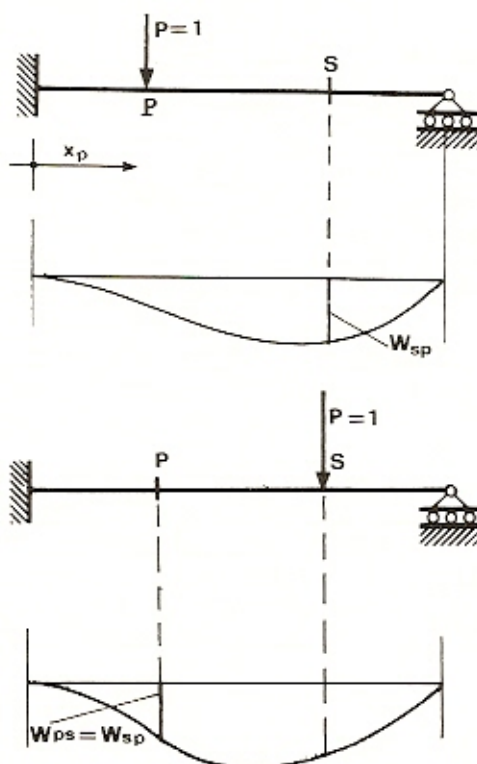


Fig. 4.17

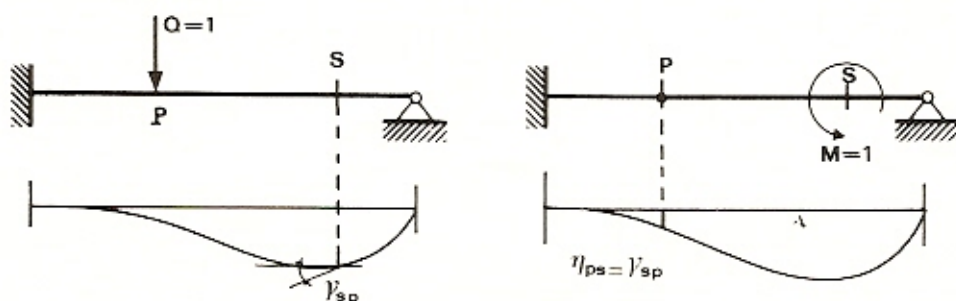


Fig. 4.18

Il principio visto, come è noto, si applica anche alle altre componenti dello spostamento, ed in particolare alle rotazioni.

Così la l.d.i. delle rotazioni ⁽¹⁾ in una sezione S coinciderà con la deformata della struttura provocata da una coppia unitaria in S (figura 4.18).

Per come sono state ottenute, le l.d.i. delle componenti di spostamento saranno in genere sempre curvilinee, anche per le strutture isostatiche, salvo tratti rettilinei nel caso di parti di strutture che, per le condizioni di carico dette, risultino scariche.

4.4.3 - Calcolo automatico delle l.d.i.

Esistono numerosi programmi che forniscono la soluzione elastica di telai qualsiasi (e quindi in particolare delle travi continue) per condizioni di carico qualunque; essi sono di grande utilità per il calcolo di tutte quelle strutture che, o per la complessità dello schema statico o per la variabilità delle sezioni delle aste, non si trovano già risolte sui vari manuali.

Poiché tutti questi programmi forniscono anche la deformata della struttura per ogni condizione di carico, è possibile utilizzarli per il calcolo delle l.d.i. con il metodo indiretto. In particolare, nel caso si cerchino le l.d.i. delle caratteristiche di sollecitazione in una data sezione S , basterà introdurre ivi uno dei vincoli riportati in figura 4.19 con la relativa sollecitazione indicata: per il teorema di Land la deformata calcolata coinciderà, a meno di una costante, con la l.d.i. cercata.

L'esempio riportato in figura 4.20 tratta il caso delle l.d.i. in una sezione generica S di una trave continua, ed è svolto secondo il procedimento suddetto con un programma ad elementi finiti per personal computer.

Se poi si vuole la l.d.i. di una reazione verticale, basterà fornire all'elaboratore una istruzione, presente nei programmi citati, di cedimenti di vincoli (unitario). La deformata che si ottiene è la l.d.i. cercata (v. figura 4.21).

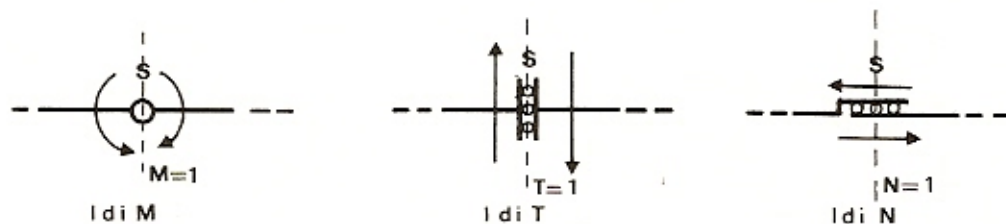
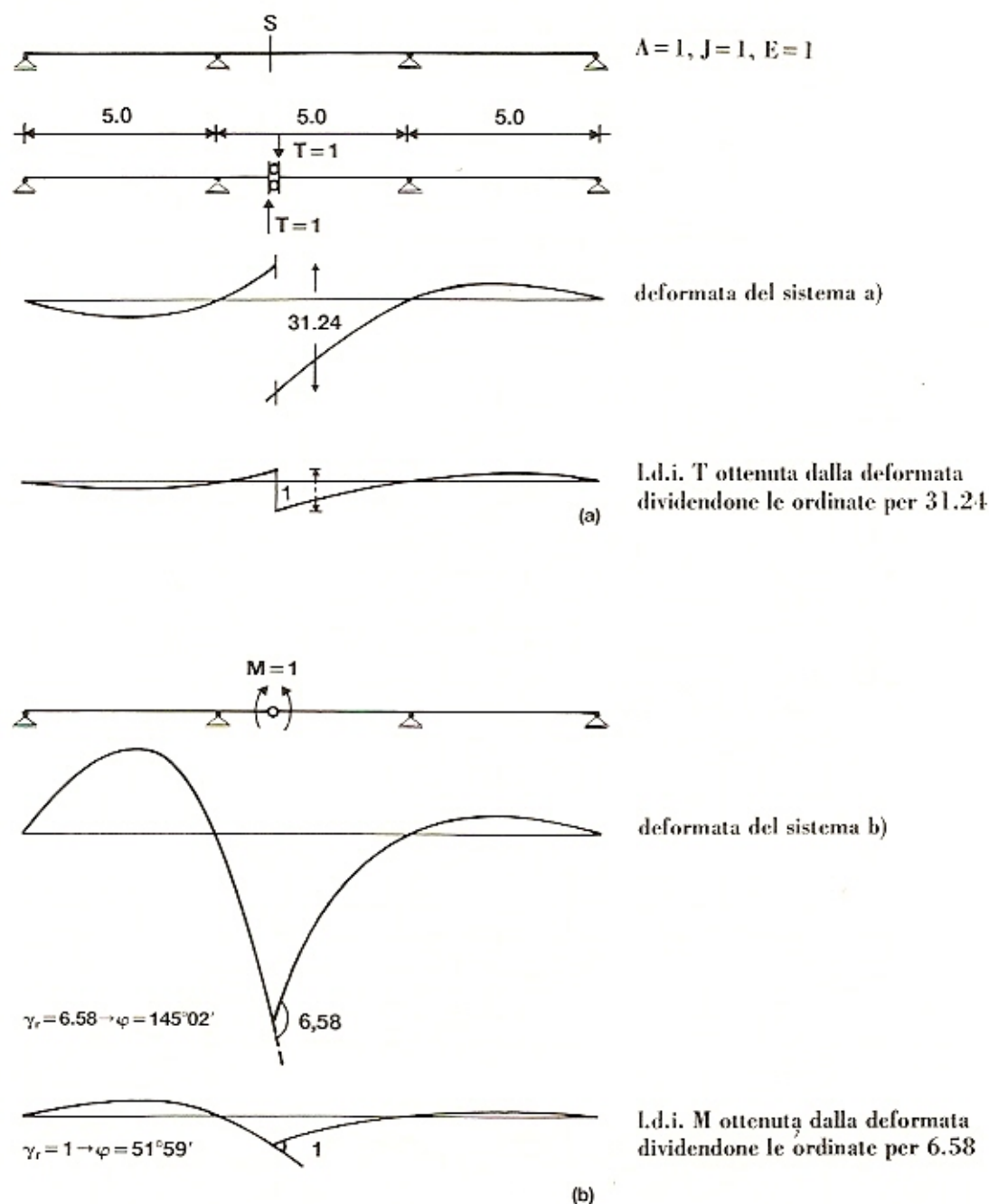


Fig. 4.19

⁽¹⁾ Le l.d.i. delle rotazioni possono ad esempio risultare utili nel dimensionamento degli apparecchi d'appoggio.



L.D.I. con l'elaboratore

Fig. 4.20

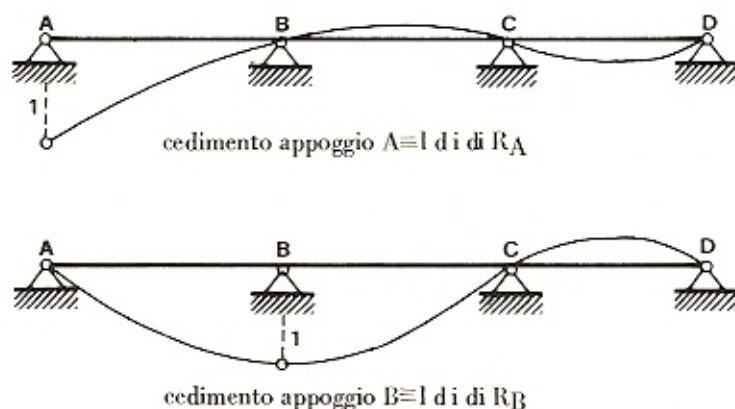


Fig. 4.21

4.5 - CARICHI INDIRETTI

Si hanno casi in cui il carico non agisce direttamente sulla struttura cui appartiene la sezione per la quale si ricercano le l.d.i., bensì su strutture secondarie che riportano il carico accidentale in punti fissi della struttura principale.

Quando, come accade spesso, queste strutture secondarie sono costituite da travi semplicemente appoggiate, la l.d.i. cercata si otterrà da quella della struttura principale supposta direttamente caricata congiungendo con tratti rettilinei tutte le ordinate di detta linea posti sulla verticale per i punti di applicazione del carico. Infatti si ha (figura 4.22):

$$\eta = R_A \cdot \eta_A + R_B \cdot \eta_B$$

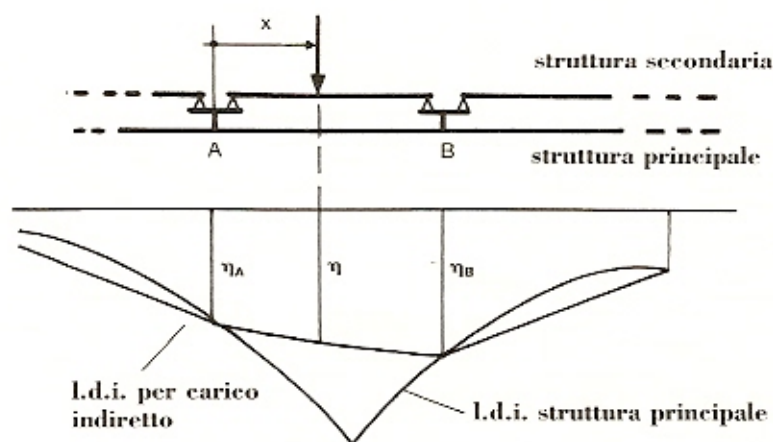


Fig. 4.22

Poiché R_A ed R_B variano linearmente con x , anche η seguirà la stessa legge, essendo una combinazione lineare dei primi due.

La situazione di carico indiretto si ha, per esempio, nei casi dei ponti ad arco o delle travi reticolari in cui il carico viene riportato ai nodi da strutture secondarie (si vedano anche i capitoli relativi a questi tipi di strutture).

4.6 - I DIAGRAMMI DEI MASSIMI E MINIMI

Si è visto come una volta tracciata la linea d'influenza di una data grandezza G in una sezione S sia possibile, mediante sommatorie od integrazioni, calcolare il valore massimo o minimo di G che si ha in S per effetto di un carico accidentale noto che percorra il ponte.

Ripetendo l'operazione per un certo numero di sezioni e riportando in corrispondenza di ciascuna di esse la coppia di valori trovati, si ha il diagramma dei massimi e minimi di G relativi a quel certo carico accidentale.

Se a questi diagrammi si sommano quelli provocati dai carichi permanenti, si hanno i diagrammi dei massimi e minimi assoluti di G che descrivono in modo sintetico lo stato di sollecitazione più gravoso per la struttura e che sono alla base delle verifiche da eseguirsi.

A titolo di esempio si riporta il diagramma del taglio massimo e minimo relativo ad un carico accidentale uniformemente ripartito comunque segmentabile per una trave semplicemente appoggiata (figura 4.23).

Per la generica sezione S si ha:

$$T_{\max} = p \cdot x_2^2 / 2l \quad T_{\min} = -p \cdot x_1^2 / 2l \quad (4.11)$$

e quindi i diagrammi cercati sono due parabole.

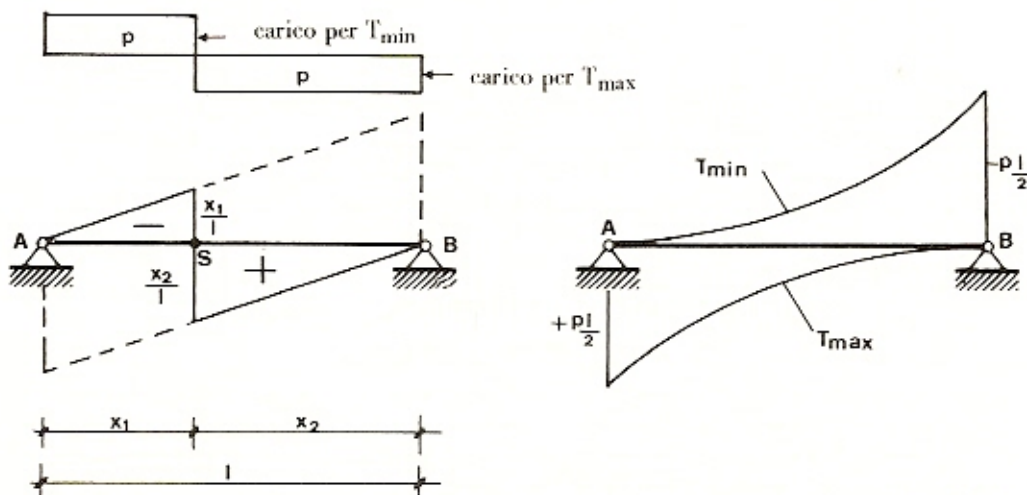


Fig. 4.23

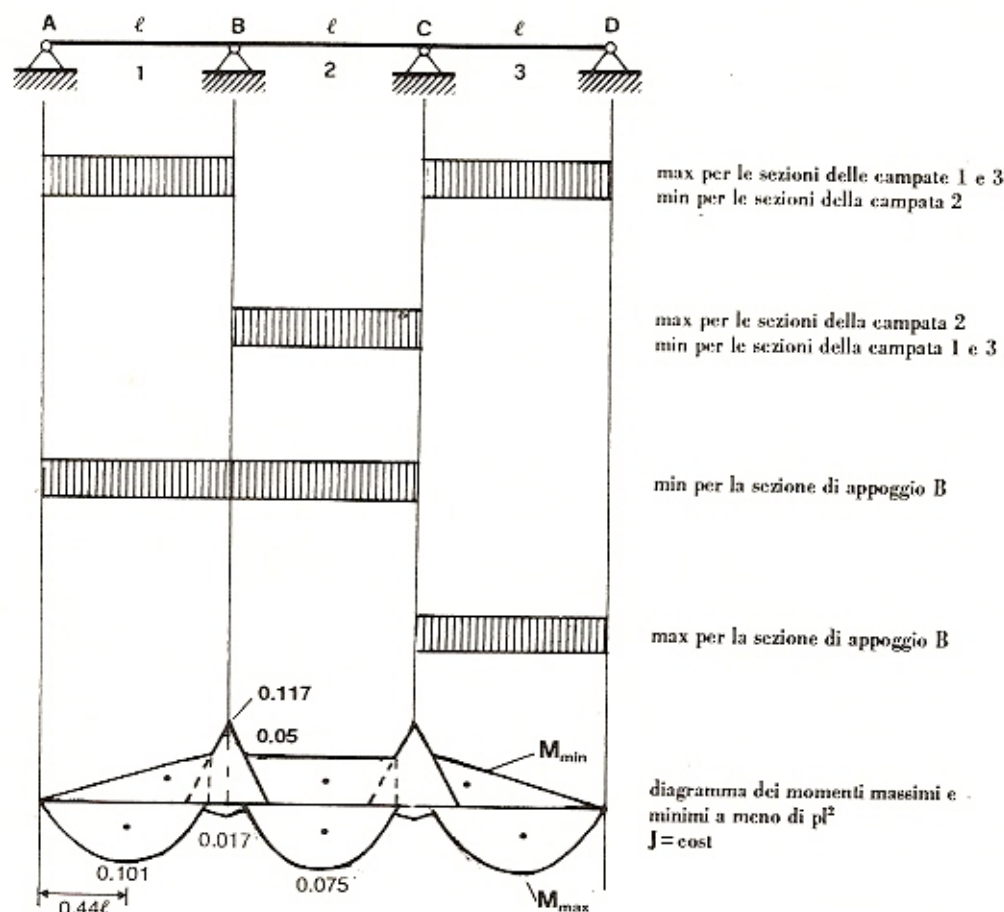


Fig. 4.24

Nella figura 4.24 infine è riportato il diagramma dei momenti massimi e minimi, provocati sempre da un carico comunque segmentabile, in una trave continua a tre campate a momento di inerzia costante.

Le condizioni di carico da prendere in esame sono quelle riportate in figura.

4.7 - SUPERFICI DI INFLUENZA DEFINIZIONE E MODALITÀ DI IMPIEGO

Le superfici di influenza sono un'estensione al bidimensionale del concetto di linea di influenza visto per le travi.

Si tratta di riportare, in corrispondenza del carico $P = 1$ posto nel punto generico di coordinate (x, y) , il valore che una data grandezza $\Gamma(x, y; x_0, y_0)$ ha nel punto di coordinate (x_0, y_0) in cui si eseguono le verifiche.

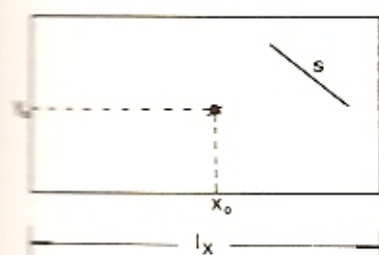


Fig. 4.25

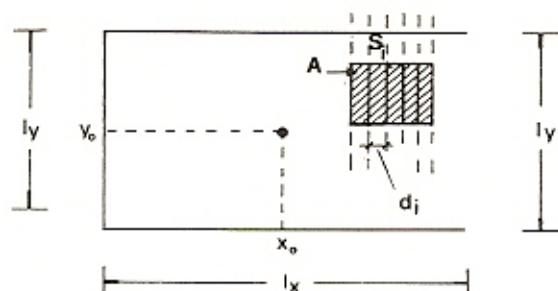


Fig. 4.26

Facendo variare la posizione del carico, cioè le coordinate (x, y) si otterrà una superficie che potrà essere descritta mediante tabelle o mediante curve di livello, del tipo indicato nelle figure 4.27 e 4.28.

Per ogni punto della piastra potranno definirsi superfici di influenza di caratteristiche di deformazione (abbassamento, rotazione intorno ad x , rotazione intorno ad y) e di sollecitazione (momento parallelo ad x , ad y , ecc.).

Essendo valido il principio di sovrapposizione degli effetti una grandezza G , nel punto in esame, varrà:

a) per più carichi concentrati P_i posti nei punti di coordinate x, y :

$$G(x_0, y_0) = \sum_i P_i(x, y) \cdot \Gamma(x_0, y_0; x, y) \quad (4.12)$$

b) per carico $p(s)$ ripartito su una linea:

$$G(x_0, y_0) = \int_s p(s) \Gamma(x_0, y_0; x, y) ds \quad (4.13)$$

Nel caso di carico uniformemente ripartito su s (figura 4.25) si potrà scrivere:

$$G(x_0, y_0) = p \cdot \Omega \quad (4.14)$$

essendo Ω l'area che si ottiene intercettando la superficie di influenza con un piano verticale per S ;

c) per un carico $p(x, y)$ ripartito su di un'area A :

$$G(x_0, y_0) = \int_A p(x, y) \cdot \Gamma(x_0, y_0; x, y) ds \quad (4.15)$$

Se il carico è uniformemente ripartito si avrà, analogamente a quanto visto in b):

$$G(x_0, y_0) = p \cdot V \quad (4.16)$$

essendo V ⁽¹⁾ il volume della superficie di influenza intercettato da piani verticali lungo il contorno della zona caricata.

(1) Il calcolo di V si può effettuare determinando dapprima le aree di un certo numero di sezioni S_i poste fra loro a distanza d_i . Si avrà allora: $V = \sum S_i \cdot d_i$ (figura 4.26). Sia per il calcolo delle S_i che di V si possono usare la regola di Simpson o delle semplici sommatorie.

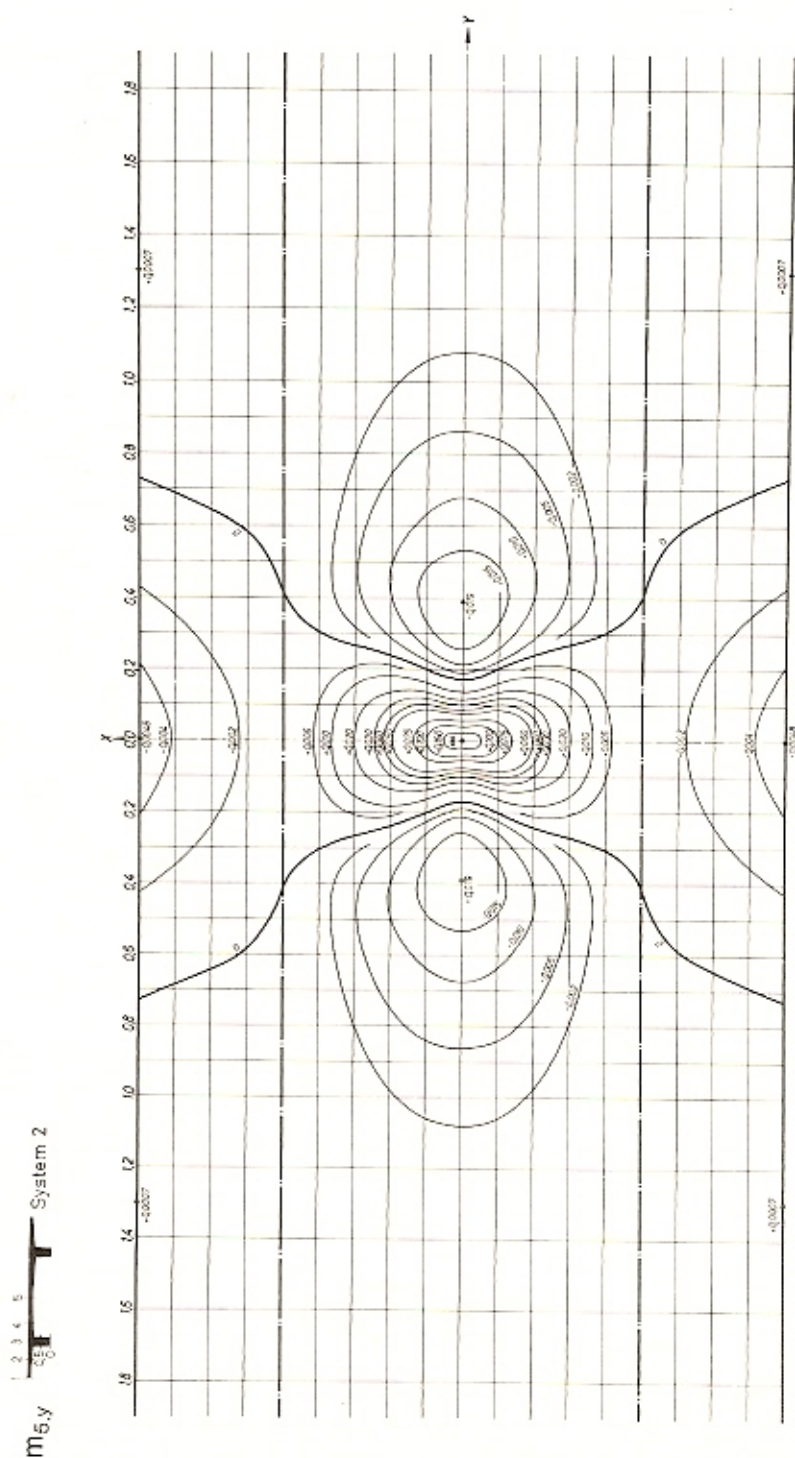
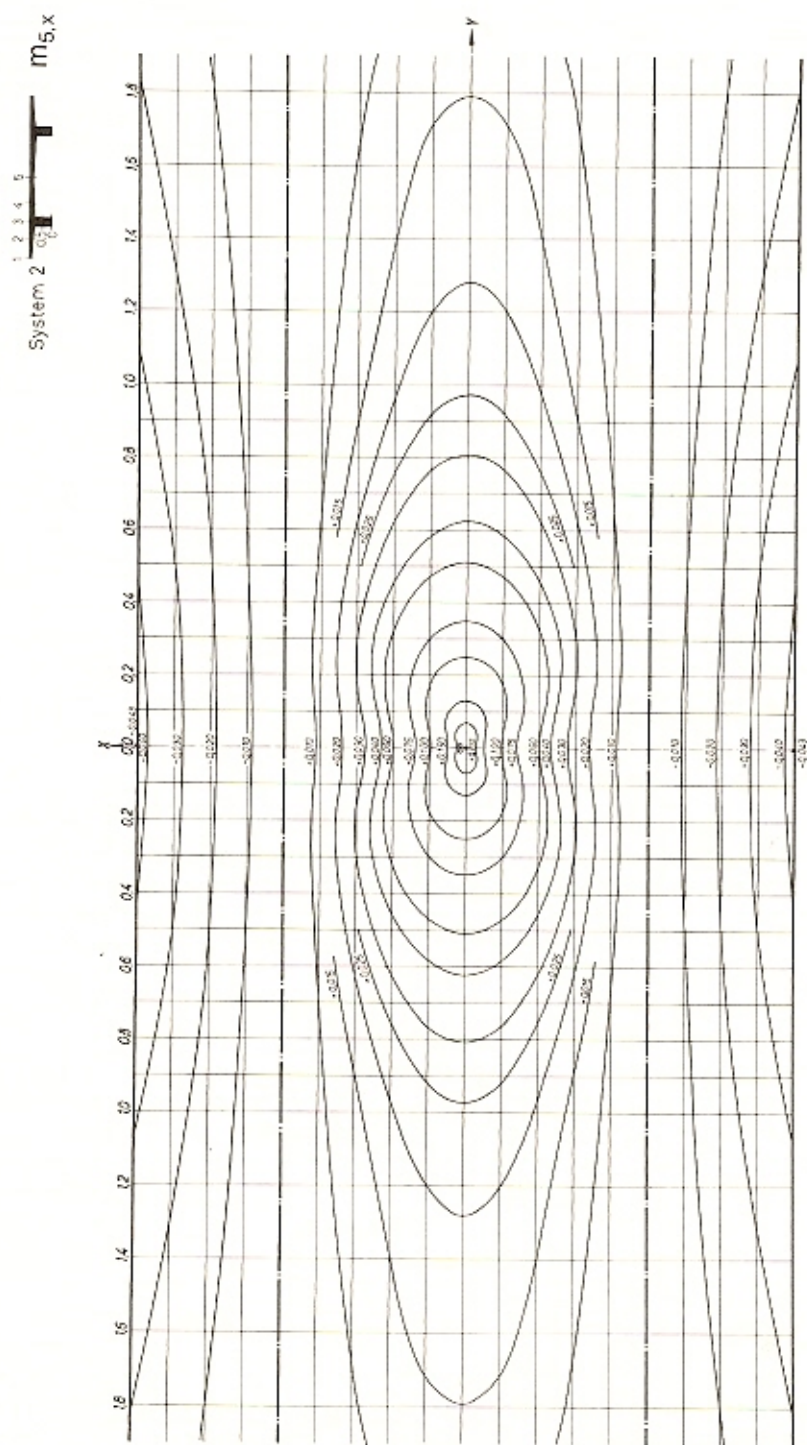


Fig. 4.27 Superficie di influenza del momento m_y al centro di una piastra di lunghezza infinita appoggiata su due lati con sbalzi.

Fig. 4.28 Superficie di influenza del momento m_x per la piastra della fig. 4.27.

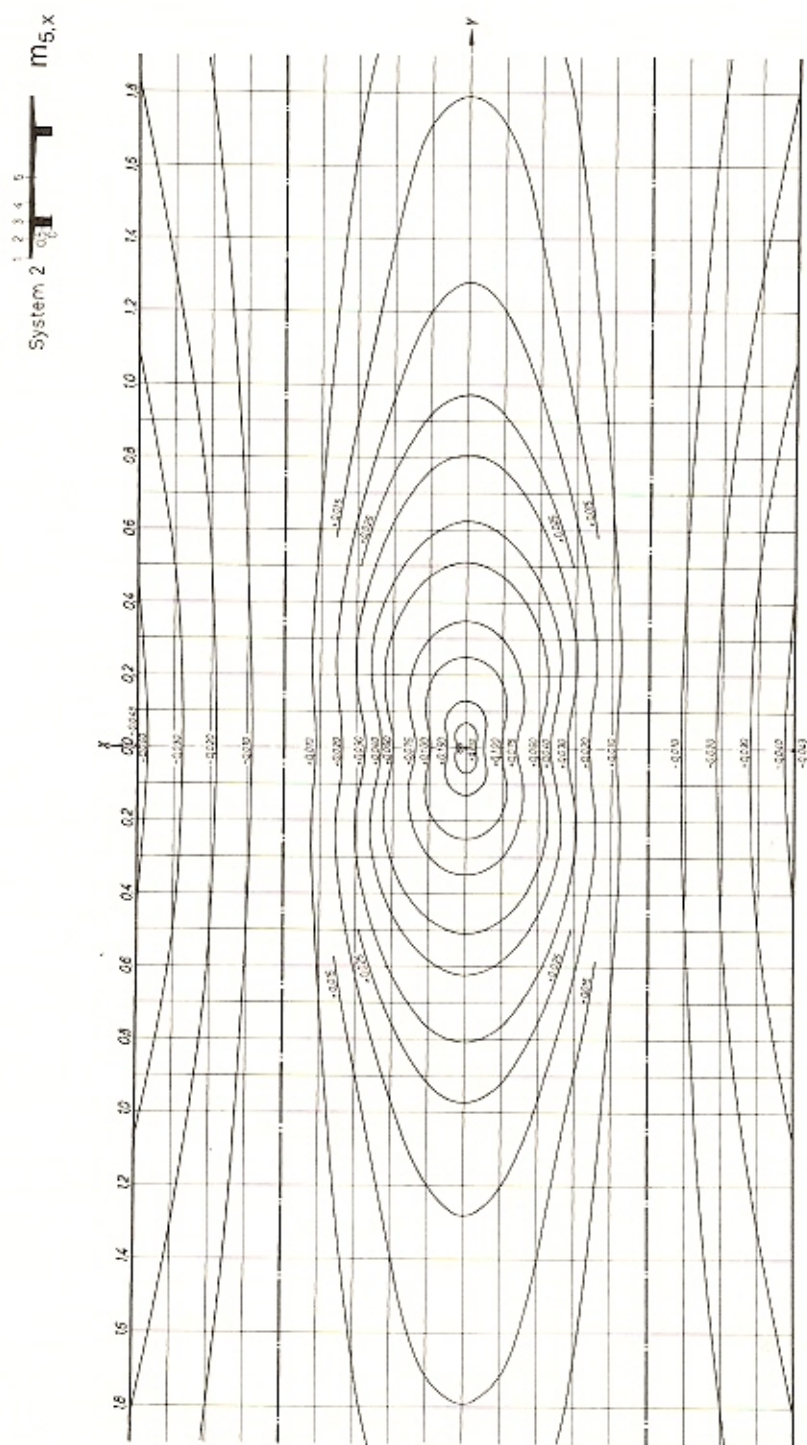


Fig. 4.28 Superficie di influenza del momento m_x per la piastra della fig. 4.27.

L'utilizzazione pratica delle superfici di influenza è legata al fatto che esse sono le stesse per piastre di dimensioni diverse purché aventi lo stesso rapporto dei lati.

Una volta in possesso di tabelle o grafici che ci forniscono le superfici di influenza per una data piastra di riferimento di lati l_x^0 ed l_y^0 tale che sia:

$$l_y^0/l_x^0 = l_y/l_x$$

si dovrà calcolare il rapporto di similitudine:

$$K = \frac{l_y}{l_y^0} = \frac{l_x}{l_x^0} \quad (4.17)$$

e ridurre poi in scala anche il carico. Quindi il carico lineare avrà nella piastra di riferimento lunghezza S/K mentre il carico ripartito graverà su una superficie ridotta pari ad A/K^2 .

Calcolate le grandezze G^0 nella piastra di riferimento, per proporzionalità si otterranno quelle nella piastra reale.

Nel caso più frequente di caratteristiche di sollecitazione, per quanto detto, si ha:

$$\begin{aligned} G &= G^0 && \text{per carichi concentrati} \\ G &= K G^0 && \text{per carichi lineari} \\ G &= K^2 G^0 && \text{per carichi di superficie} \end{aligned}$$

4.8 - CENNI DI TEORIA SULLE S.D.I.

Come già osservato a proposito delle I.d.i. nel paragrafo 4.2, tutte le superfici di influenza $\Gamma(x, y; x_0, y_0)$ di una qualunque grandezza G di deformazione o di sollecitazione si possono ottenere con opportune derivazioni dalla funzione di influenza $\eta(x, y; x_0, y_0)$ della freccia di inflessione w , calcolata nel punto (x_0, y_0) in cui si eseguono le verifiche. Per esempio si ha:

$$m_x = -D \left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \nu \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} \right) \quad (4.18)$$

$$q_x = -D \frac{\delta}{\delta x} \left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \nu \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} \right) \quad (4.19)$$

Il problema quindi si riconduce al calcolo della deformata $w(x, y)$ per un carico unitario posto in (x_0, y_0) ⁽¹⁾, la quale si ottiene risolvendo l'equazione diffe-

(1) Per il 1° principio di reciprocità si ha, con ovvio significato dei simboli:

$$w(x, y; x_0, y_0) = w(x_0, y_0; x, y)$$

cioè la superficie di influenza dell'abbassamento in (x_0, y_0) coincide con la deformata ottenuta ponendo il carico in (x_0, y_0) .

renziale del 4° ordine:

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = p/D \quad (4.20)$$

È appunto sul modo di risolvere la (4.20) che si differenziano i vari metodi di calcolo.

Tra tutti, per la grande diffusione avuta, si ricorda il metodo delle singolarità di A. Pucher che consiste nel ricavare la w quale somma di due abbassamenti:

$$w = w^* + \bar{w} \quad (4.21)$$

e nell'assumere per $\bar{w}$ la deformata che si ha in prossimità del carico nel caso di piastra circolare caricata al centro. In questa ipotesi infatti la $\bar{w}$ è definibile in forma chiusa e vale:

$$\bar{w} = \frac{r^2}{8\pi D} \ln \frac{r}{a} \quad (4.22)$$

L'altro termine della (4.21), e cioè w^* , rappresenta la deformata della piastra effettiva sollecitata lungo i bordi in modo tale da riportare la w a rispettare i vincoli, generalmente violati dalla $\bar{w}$.

In altre parole il metodo di Pucher consiste nel considerare dapprima la piastra effettiva quale parte di una piastra ideale circolare che la contiene, e poi riportare i bordi della piastra effettiva a rispettare i vincoli (figura 4.30).

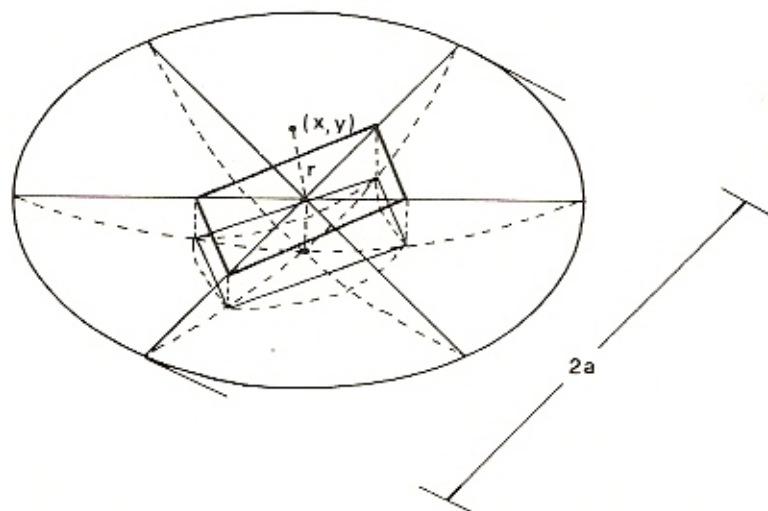


Fig. 4.30

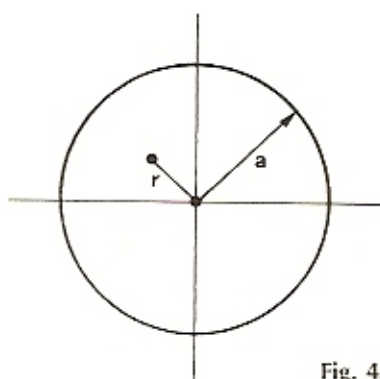


Fig. 4.29

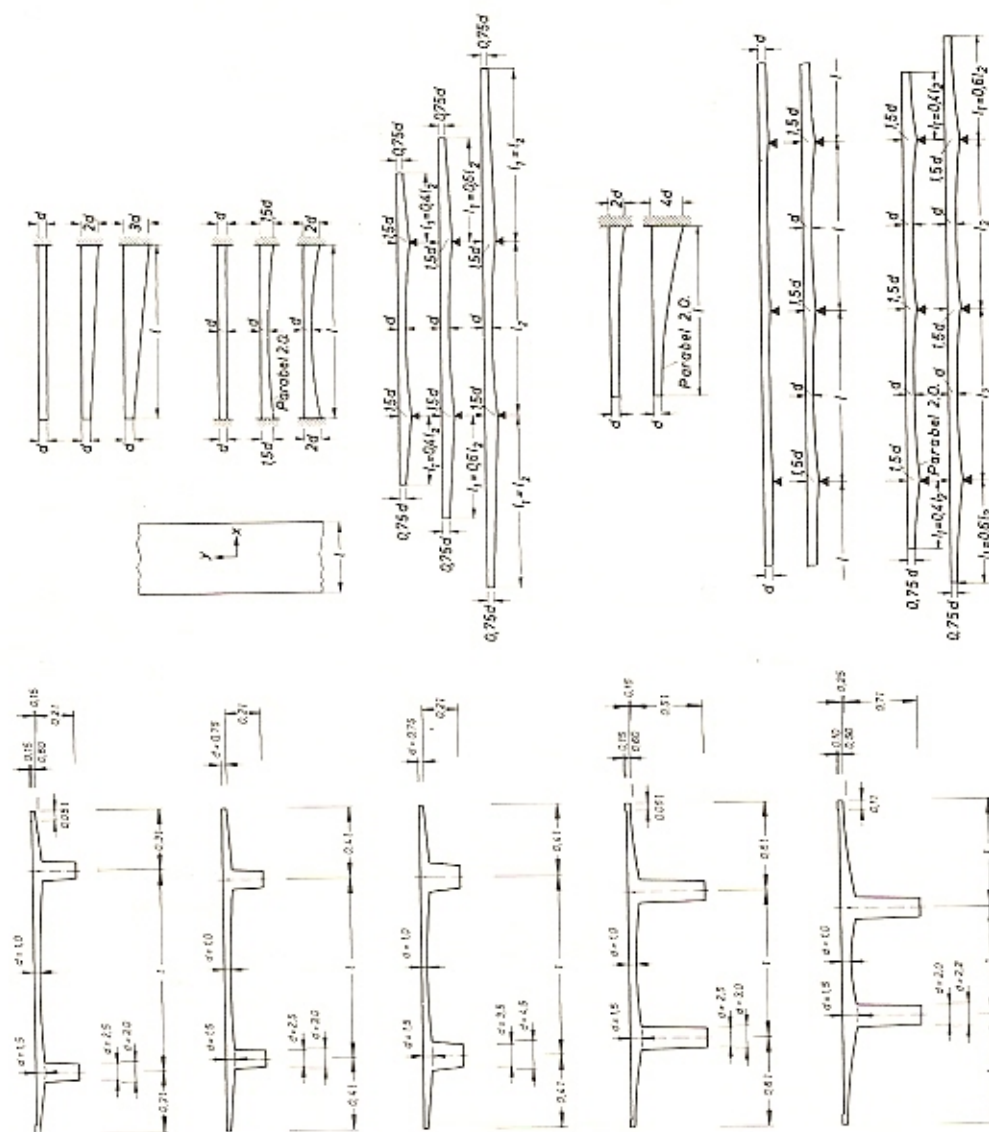


Fig. 4.31 Tipi di impalcati per cui Homberg fornisce le superfici di influenza.

Come è noto ciò equivale a dire che w è la somma di un integrale particolare $\bar{w}$ e dell'integrale generale w^* dell'equazione omogenea associata alla 4.20, tale da rispettare i vincoli della piastra reale.

Basandosi su questo metodo A. Pucher ha fornito le superfici di influenza delle sollecitazioni per piastre rettangolari con diversi rapporti dei lati e diversamente vincolate, raccolte in [3].

Il metodo è stato poi utilizzato da Homberg e Ropes per fornire le superfici di influenza per piastre di lunghezza infinita continue su più appoggi ed a spessore variabile, di grande utilità nel caso dei ponti; in figura 4.31 si riportano i casi esaminati da tali Autori [4].

Fra tutte le pubblicazioni di utilità pratica, basate perlopiù su metodi di calcolo alle differenze finite od agli elementi finiti, si vedano inoltre [5], [6], [7].

Esempio di applicazione delle tavole di Pucher

Con riferimento alla sezione di un ponte scatolare, delle dimensioni riportate in figura 4.32 e avente luce molto maggiore della larghezza, si calcola il momento flettente trasversale, m_x , nella sezione S della soletta nell'ipotesi che questa sia incastrata alle anime. Il carico adoperato è quello denominato dalla attuale normativa Italiana q_{1A} e viene disposto (v. figura 4.33) nella posizione cui corrisponde il valore più alto della sollecitazione cercata. La tavola di Pucher utilizzata per i calcoli successivi, per le ipotesi fatte, è quella di piastra di lunghezza infinita incastrata lungo i bordi.

Ricordiamo che trattandosi di un momento per unità di lunghezza dovuto a carico unitario, le ordinate di questa superficie di influenza sono adimensionali.

Il lato "a" dell'impronta quadrata del singolo carico del q_{1A} , supponendo una diffusione a 45 gradi, risulta al piano medio della soletta:

$$a = 300 + 2 \times 100 + 240 = 740 \text{ mm}$$



Fig. 4.31 Tipi di impalcato per cui Homberg fornisce le superfici di influenza.

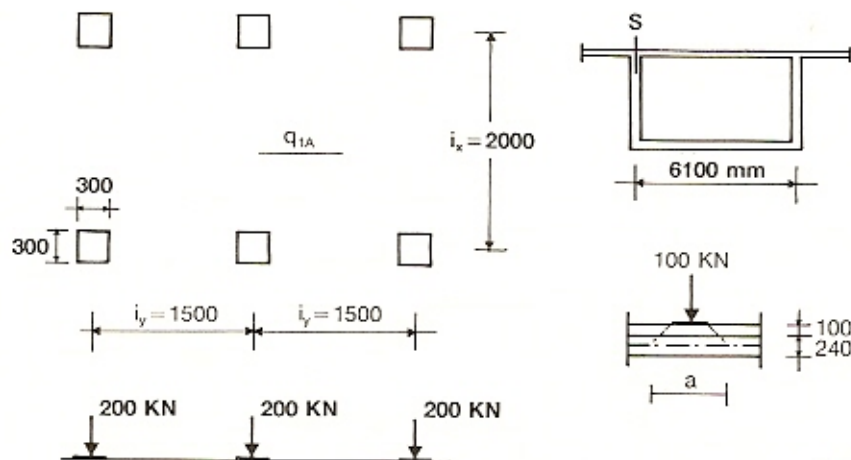


Fig. 4.32

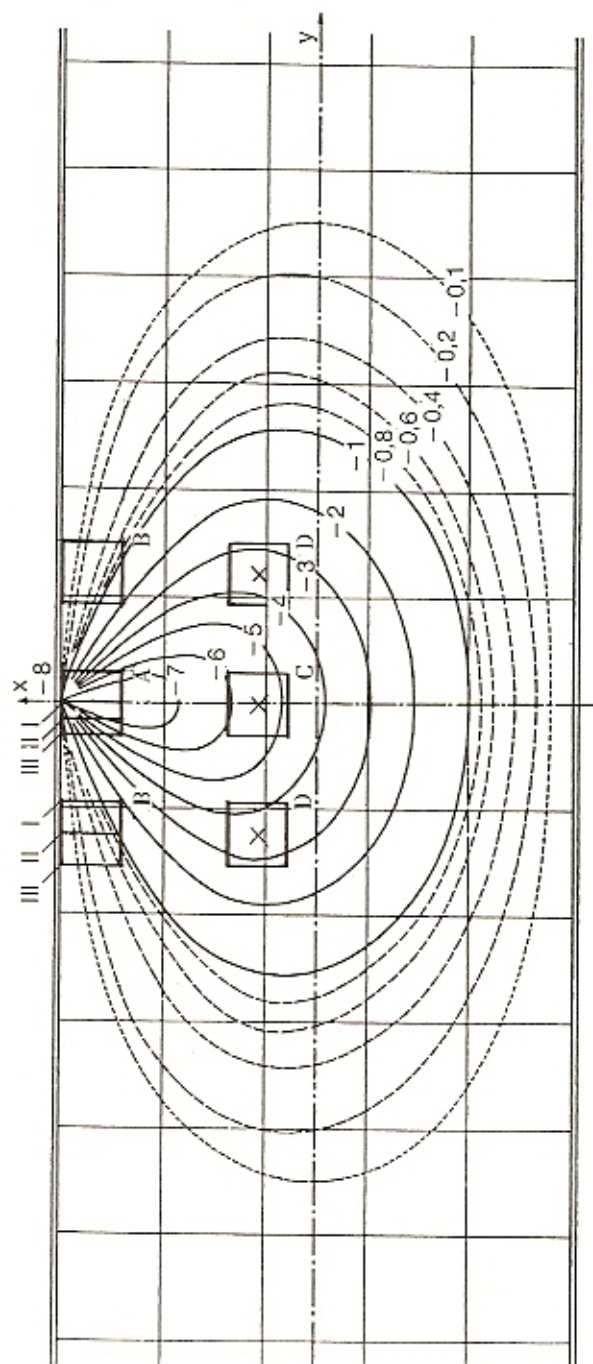


Fig. 4.33 Superficie di influenza del momento al bordo di una piastra di lunghezza infinita (da dividere per 8π).

La pressione sotto ciascuna impronta vale dunque:

$$p = \frac{100}{0,742} = 182,62 \text{ KN/m}^2$$

mentre il rapporto di similitudine si calcola con la (4.17):

$$k = \frac{6100}{100} = 61$$

Le dimensioni del carico ridotte nella scala della tavola sono perciò:

$$\begin{aligned} a_0 &= 740/61 = 12,13 \text{ mm} \\ i_{0y} &= 1500/61 = 24,59 \text{ mm} \\ i_{0x} &= 2000/61 = 32,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

Il calcolo del volume relativo alle impronte "A" e "B" (v. figura 4.33) viene condotto integrando secondo le due direzioni ortogonali x (sezione S_I , figura 4.34) ed y, adoperando la formula di integrazione di Simpson (¹). Per "A" operiamo solo su metà impronta per evidenti ragioni di simmetria, mentre per i carichi "C" e "D" si procede come se fossero puntiformi.

Impronta "A":

- Sezione S_I , $d = 1$

$$\begin{aligned} S_I &= 94,6 \text{ mm} \\ S_{II} &= 61,2 \text{ mm} \\ S_{III} &= 39,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Volume V_A (a meno di 8π), $d = a_0/4 = 3,03 \text{ mm}$

$$8\pi V_A = \frac{1}{3} \cdot 3,03 (94,6 + 4 \cdot 61,2 + 39,5) \cdot 2 = 765,4 \text{ mm}^2$$

Impronta "B":

- Sezione S_I , $d = 0,2$

$$\begin{aligned} S_I &= 6,08 \text{ mm} \\ S_{II} &= 4,90 \text{ mm} \\ S_{III} &= 3,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Volume V_B , $d = a_0/2 = 6,07 \text{ mm}$

$$8\pi V_B = \frac{1}{3} \cdot 6,07 (6,08 + 4 \cdot 4,90 + 3,25) = 58,5 \text{ mm}^2$$

(¹) $S = \frac{1}{3} d [y_0 + y_n + 4(y_1 + y_3 + \dots + y_{n-1}) + 2(y_2 + y_4 + \dots + y_{n-2})]$

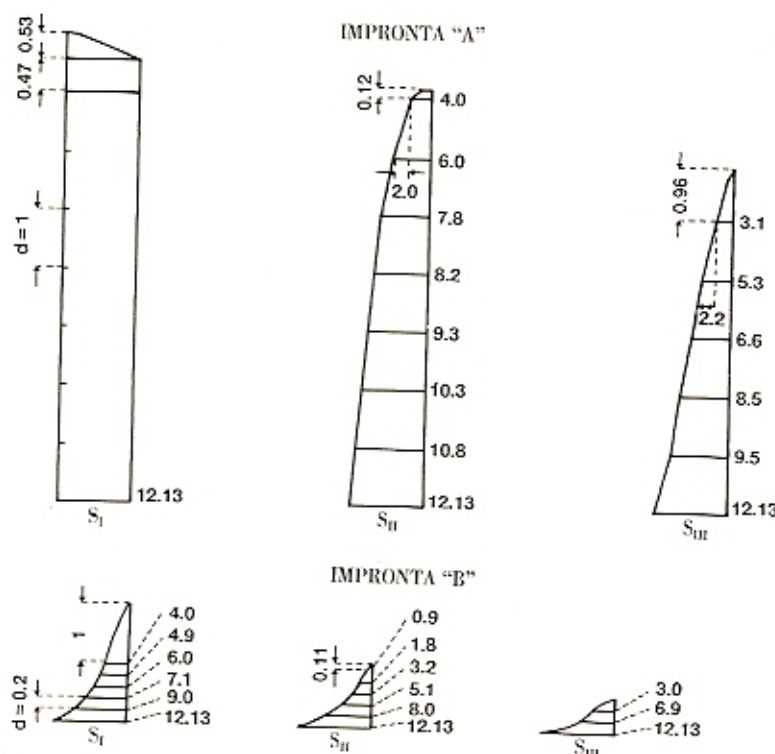


Fig. 4.34

Sollecitazione m_x

$$m_{x,A} = V_A \cdot p \cdot k^2 = \frac{1}{8\pi} 765,4 \cdot 182,62 \cdot 10^{-6} \cdot 61^2 = 20,7 \text{ KNm/m}$$

$$m_{x,B} = V_B \cdot p \cdot k^2 = 1,6 \text{ KNm/m}$$

Infine le curve di livello passanti per i punti centrali delle impronte "C" e "D" assumono rispettivamente i valori, trovati per interpolazione lineare, 5,46 e 3,5, pertanto:

$$m_{x,C} = 1/8\pi \cdot P \cdot 5,46 = 1/8\pi \cdot 100 \cdot 5,46 = 21,7 \text{ KNm/m}$$

$$m_{x,D} = 13,9 \text{ KNm/m}$$

$$m_{x,tot} = 20,7 + 2 \cdot 1,6 + 21,7 + 2 \cdot 13,9 = 73,4 \text{ KNm/m}$$

- Considerando le sezioni S_i (figura 4.34) a contorno rettilineo invece che curvilineo si può evitare di utilizzare la formula di Simpson e si trova molto più velocemente, per esempio per l'impronta "A":

$$m_{x,A} = 20,4 \text{ KNm/m}$$

con uno scarto di appena l'1,6% rispetto al valore già calcolato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CERADINI G., *"Scienza delle Costruzioni"*, vol. 4, Editoriale ESA, Milano, 1989.
- [2] BELLUZZI O., *"Scienza delle Costruzioni"*, vol. 2, ed. Zanichelli, Bologna.
- [3] PUCHER A., *"Einflussfelder elastischer Platten"*, Springer Verlag, Wien.
- [4] HOMBERG e ROPES, *"Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke"* (3 volumi) Springer Verlag.
- [5] BITTNER E., *"Momententafeln und Einflussflächen für Kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten"*.
- [6] *"Beton Kalender"*, Wilhelm Ernst und Sohn Verlag.
- [7] BARES R., *"Tables pour le calcul des dalles et des parois"*, Dunod, Paris, 1968.

5

CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI

5.1 - IMPOSTAZIONE DEL PROBLEMA

In questo capitolo verranno illustrati i criteri di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali su cui agiscono direttamente i carichi dovuti alle ruote dei veicoli, cioè quelle parti del ponte che costituiscono il supporto della pavimentazione stradale o della massicciata ferroviaria.

Questi elementi, in passato, erano indipendenti dalla struttura principale del ponte su cui gravavano come sovraccarico permanente. In figura 5.1 sono illustrate due disposizioni molto diffuse nei ponti metallici anteguerra.

Le travi principali a doppio T avevano un proprio corrente superiore ed erano indipendenti dalla lamiera di impalcato.

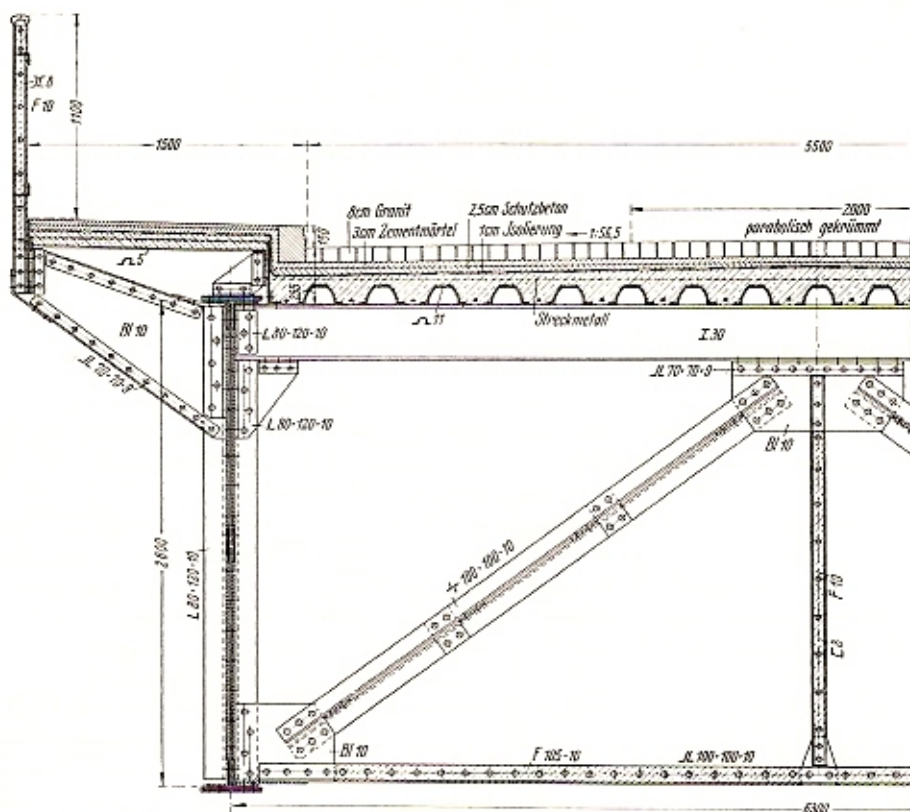
Nel dopoguerra la necessità di ricostruire un gran numero di ponti ed il forte aumento dei carichi accidentali hanno spinto verso una migliore utilizzazione dei materiali. La lamiera o la soletta di impalcato sono state rese solidali con le travi principali sostituendone il corrente superiore (ovvero quello inferiore per i ponti a via inferiore) e venendo quindi ad assolvere alla duplice funzione di sopportare localmente i carichi trasferendoli alle strutture principali (percorso "a" di figura 5.2) per poi collaborare con le travi stesse per riportare i carichi sugli appoggi (percorso "b").

Nel caso si abbiano travi trasversali (trasversi) molto spesso la soletta funge anche da corrente superiore di questi.

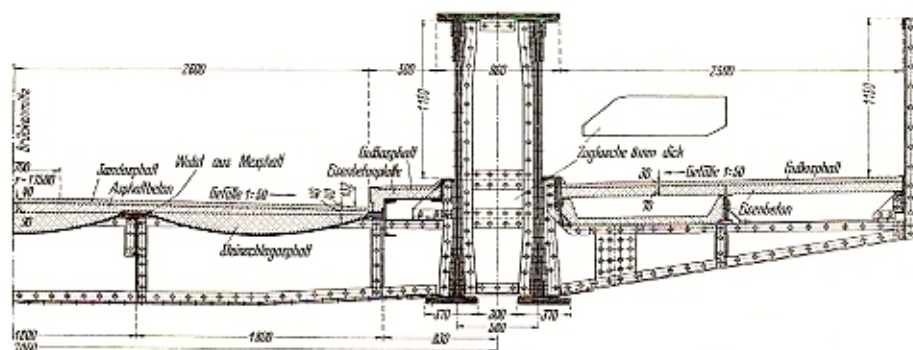
È chiaro che la individuazione di questi due compiti da parte della soletta corrisponde ad una schematizzazione forse troppo elementare, funzionando il ponte nel suo complesso come una struttura spaziale. Peraltro il ricondursi a più problemi piani indipendenti porta a semplificazioni tali da giustificare l'uso molto esteso di questo modo di procedere.

In questo capitolo verranno trattati i criteri per valutare le sollecitazioni, sostanzialmente di flessione, che nascono dal primo dei due effetti visti. È facile comprendere che queste sollecitazioni si avranno in misura maggiore nella zona adiacente al carico, e pertanto questo effetto può definirsi "locale".

Il calcolo si conduce in generale supponendo dapprima nulli gli spostamenti verticali delle travi, cioè ammettendo che sotto di esse ci sia una serie continua di appoggi provvisori. A questo punto la soletta può essere trattata come una piastra orizzontale vincolata elasticamente alle anime delle travi che risultano impegnate flessionalmente in un piano ortogonale al loro asse (figura 5.3).



a) impalcato con ferri "zores"



b) impalcato con lamiera imbutita

Fig. 5.1 (da Shaper)

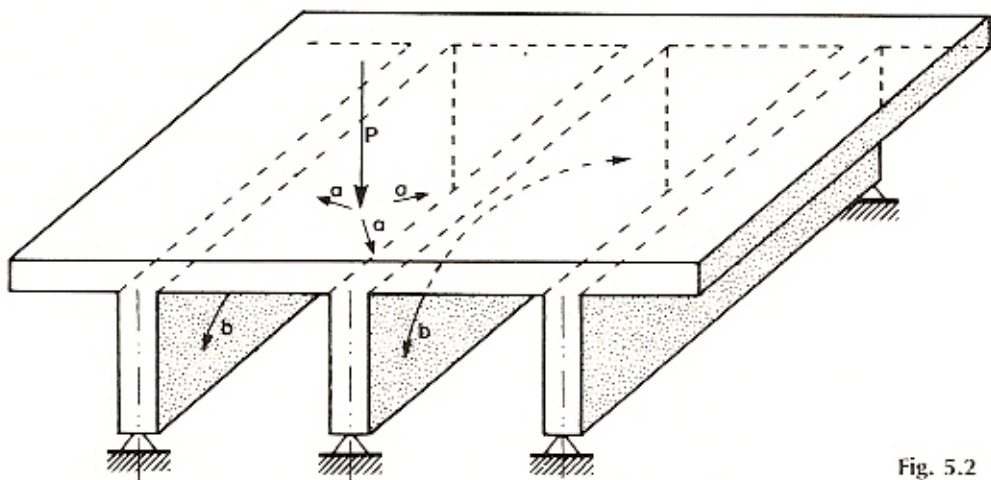


Fig. 5.2

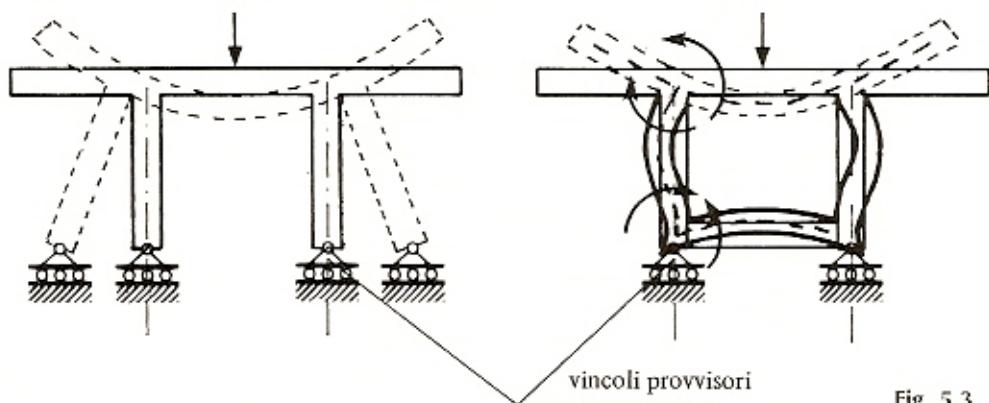


Fig. 5.3

Risulta quindi chiaro che gli effetti locali riguardano sia la soletta che le anime delle travi e l'eventuale controsoletta; in alcuni casi, come quello dei ponti a cassone di altezza ridotta, questi effetti possono richiedere un sensibile sovradimensionamento delle staffe per i ponti in c.a. o degli irrigidimenti verticali per i ponti metallici.

Una volta riportato il carico sulle travi, si può pensare di togliere i vincoli provvisori e quindi effettuare il calcolo della struttura principale. In questa seconda fase nella piastra di impalcato si avranno principalmente sforzi normali nel piano, funzionando essa, o una sua parte convenzionale detta "larghezza collaborante", da corrente delle travi. Si avranno tuttavia anche ulteriori sforzi di flessione e taglio, dovuti all'abbassamento differenziale delle anime per i carichi non simmetrici, che si sommano a quelli calcolati nella fase precedente.

In figura 5.4 sono riportati schematicamente i diagrammi dei momenti che nascono a causa di questa "perdita di forma" della sezione.

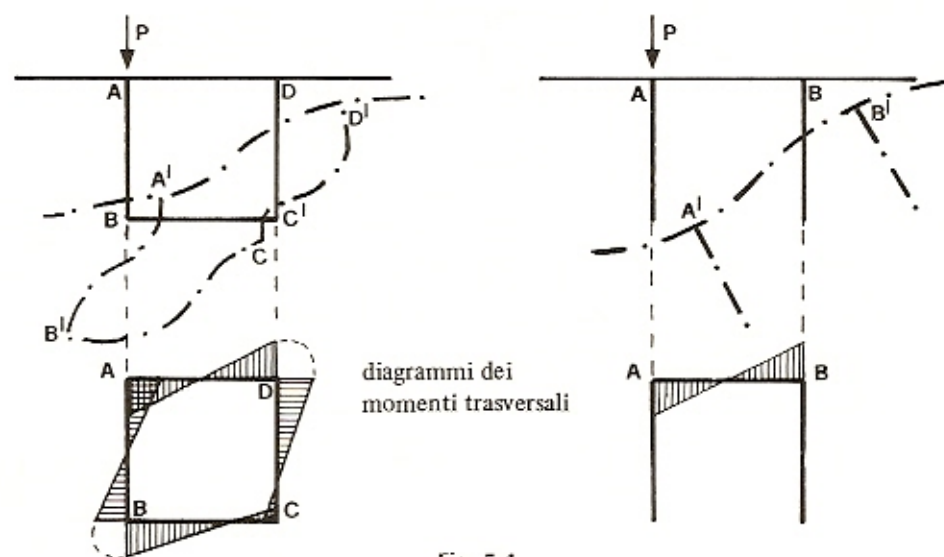


Fig. 5.4

Da questi schemi risulta chiaro che queste sollecitazioni saranno tanto maggiori quanto più la sezione trasversale del ponte è deformabile. Risulta inoltre che le sezioni della soletta interessate dal fenomeno sono quelle di incastro mentre quella di mezzeria lo è poco. Di ciò bisognerà tenere conto nelle schematizzazioni che si faranno nel seguito.

5.2 - LE PIASTRE IN C.A.

5.2.1 - L'importanza del carico

Le solette in cemento armato sono impiegate sia nelle travate in c.a.p. che in quelle a struttura mista acciaio - calcestruzzo ed in genere sopportano una pavimentazione in conglomerato bituminoso di 8÷10 cm di spessore.

Per questo motivo il carico della singola ruota viene supposto agente su un'area teorica $a \times b$ maggiore di quella $a_0 \times b_0$ effettiva di contatto sulla pavimentazione, fornita dalle norme.

In genere si ipotizza una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta, cioè si assume (figura 5.5):

$$a = a_0 + 2S_1 + S \quad (5.1)$$

$$b = b_0 + 2S_1 + S$$

Questa ripartizione è peraltro prudenziale in quanto indagini sperimentali hanno dimostrato che l'area equivalente è quella che si avrebbe diffondendo il carico fino al baricentro dei ferri inferiori.

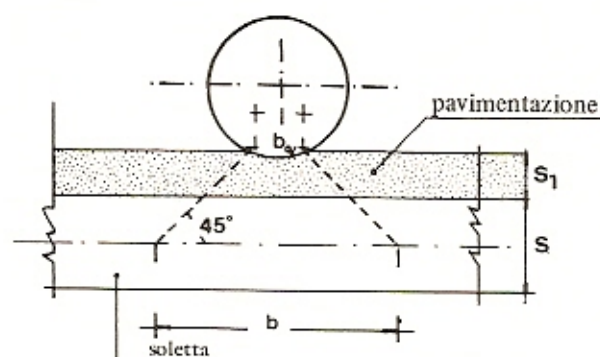


Fig. 5.5

Per impronte di carico circolari, di raggio r_0 , l'area equivalente calcolata teoricamente da Westergaard per piastra isotropa [1], risulta essere di raggio r pari a:

$$r = 2 [(0,4 r_0^2 + S^2)^{1/2} - 0,675 S] \quad \text{per } r_0 \leq 3,45 S \quad (5.2)$$

Si vede come per carichi concentrati ($r_0 \rightarrow 0$) la diffusione è più favorevole che nel caso ipotizzato nelle (5.1). ($r = 0,65 S$ anziché $r = 0,5 S$ per diffusione a 45°).

Questa formula non tiene conto della pavimentazione da considerare a parte.

5.2.2 - Modelli di calcolo

Come detto in premessa si cerca di ridurre la struttura di impalcato, di fatto tridimensionale, ad un modello di calcolo piano. Ciò può essere fatto sostanzialmente in due modi:

a) modello a piastra

In questo caso si "estrae" dall'impalcato la soletta direttamente caricata e si tiene conto della presenza del resto della struttura con una scelta opportuna dei vincoli della piastra di calcolo.

Poiché ciascun campo di soletta risulta vincolato elasticamente ai campi

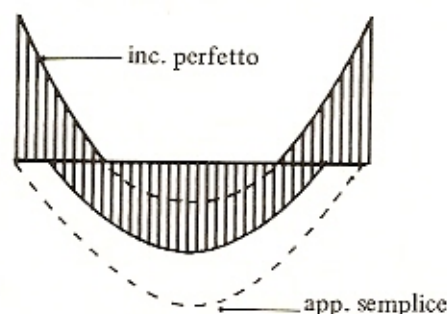


Fig. 5.6

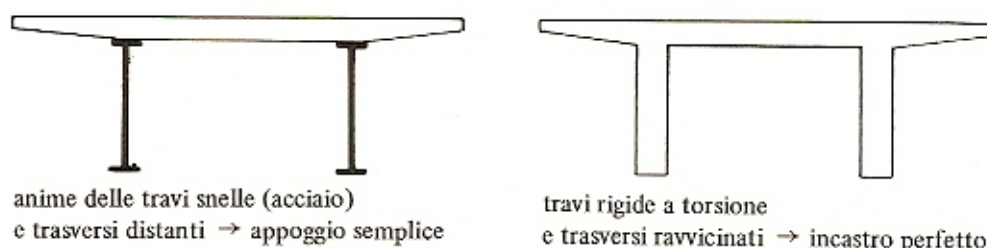


Fig. 5.7

adiacenti oltre che alle travi ed ai trasversi, ne deriva una notevole incertezza nel definire questi vincoli.

Nei casi più frequenti si adotta l'ipotesi del semincastro che prevede l'incastro perfetto all'attacco con le travi, ai fini del calcolo dei momenti negativi, ed una situazione intermedia tra l'incastro perfetto e l'appoggio semplice per la valutazione dei momenti positivi (figura 5.6).

La maggiore cautela in genere adottata nel valutare i momenti negativi è dovuta al fatto che la perdita di forma della sezione trasversale vista in 5.1 finisce con l'aggravare le sollecitazioni in prossimità delle travi.

Esistono comunque casi in cui è possibile definire con maggiore precisione i vincoli della soletta, come indicato in figura 5.7.

Una volta decisi in qualche modo i vincoli il problema si riduce a quello, noto, del calcolo di una piastra rettangolare ed a questo fine risultano molto utili le superfici di influenza di cui si è parlato nel capitolo 4.

Si hanno inoltre molti testi che forniscono direttamente le sollecitazioni nelle piastre per carichi parziali, già citati nella bibliografia del capitolo precedente.

In sede di predimensionamento, poiché in molti impalcati la distanza tra i trasversi è molto maggiore di quella tra le travi ($l_y/l_x > 2.0$ figura 5.8), è lecito riferirsi a piastre di lunghezza infinita, cioè $l_y = \infty$.

Bisogna allora distinguere il caso di carico uniformemente ripartito su tutta la piastra, per cui si ha deformata cilindrica cioè con curvature nulle lungo l'asse y , dal caso di carico parziale, per il quale si ha una deformata a doppia curvatura (figura 5.9).

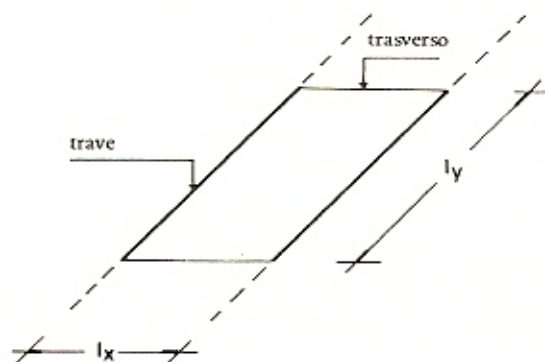


Fig. 5.8

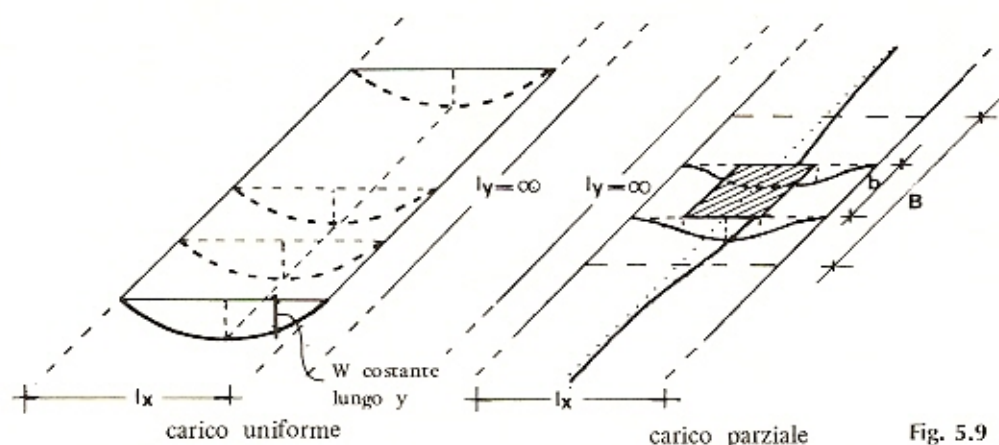


Fig. 5.9

Nel primo caso i momenti lungo y saranno dovuti alla sola contrazione laterale impedita, e cioè:

$$M_y = -\nu \cdot \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} \quad \text{con } D = \frac{Es^3}{12(1-\nu^2)} \quad (5.3)$$

Nel caso di calcestruzzo si assume spesso $\nu=0$ e pertanto $M_y=0$: ne consegue che ogni striscia elementare sopporta il carico che grava su di essa, senza ricevere alcun sostegno dalle strisce adiacenti; spesso si dice, impropriamente, che la soletta ha un comportamento "a trave".

Nel secondo caso invece si hanno comunque momenti anche lungo y, pur se di entità minore rispetto a quelli che si hanno lungo x. Ciò porta ad una collaborazione tra la striscia direttamente caricata e quelle adiacenti. Di questa collaborazione, cioè in pratica dell'effetto piastra, si può tener conto, in primissima approssimazione, conducendo un calcolo a trave, ma supponendo reagente una larghezza convenzionale pari a (figura 5.9):

$$B = b + l\sqrt{2} \quad (5.4)$$

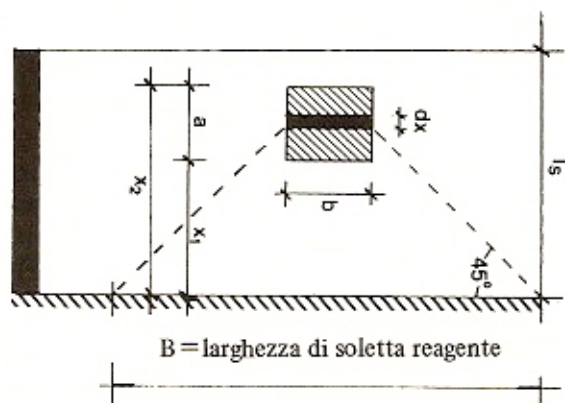


Fig. 5.10

Naturalmente in questo modo non si ha la possibilità di valutare i momenti lungo y , per cui è buona norma considerare momenti positivi e negativi longitudinali pari ad almeno il 25% di quello massimo calcolato lungo x .

Criteri analoghi si possono seguire per valutare in modo approssimato le sollecitazioni in una lastra a sbalzo, in cui si ammette una diffusione degli sforzi a 45° (figura 5.10).

In questo caso, qualora il carico P sia concentrato o ripartito su un'impronta a x b piccola rispetto alla luce l dello sbalzo, si può ammettere a favore della sicurezza che il momento all'incastro per unità di lunghezza valga semplicemente:

$$m_x = P/2 \quad (5.5)$$

e la larghezza collaborante risulti:

$$B = 2 \cdot x_p \quad (5.6)$$

Questo qualora la soletta abbia spessore costante poiché se S cresce verso l'incastro anche il momento cresce. Così ad esempio per lo spessore all'incastro S_1 pari rispettivamente a 2 o 3 volte quello dell'estremo libero, un carico ivi concentrato origina un momento di incastro pari a:

$$m_x = 0,576 \cdot P \quad (\text{per } S_1 = 2 \cdot S)$$

$$m_x = 0,631 \cdot P \quad (\text{per } S_1 = 3 \cdot S)$$

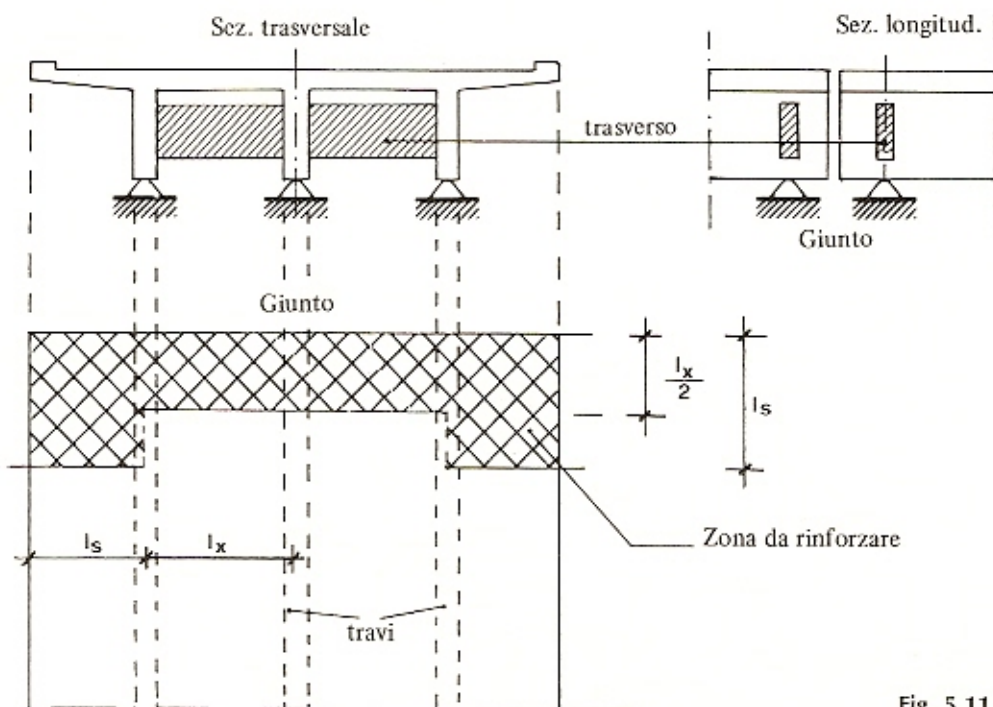


Fig. 5.11

Alle estremità degli sbalzi si hanno in genere cordoli per delimitare i marciapiedi o per alloggiare i sicurvia.

Qualora questi cordoli siano continui, essi migliorano la ripartizione del carico sulla soletta a sbalzo.

Poiché però non vengono quasi mai adeguatamente armati, è consigliabile non tenerne conto nei calcoli.

Particolare attenzione va posta nelle zone prossime ai giunti quando, per ragioni costruttive, il trasverso di estremità non è solidale alla soletta che quindi risulta avere un lato libero (figura 5.11).

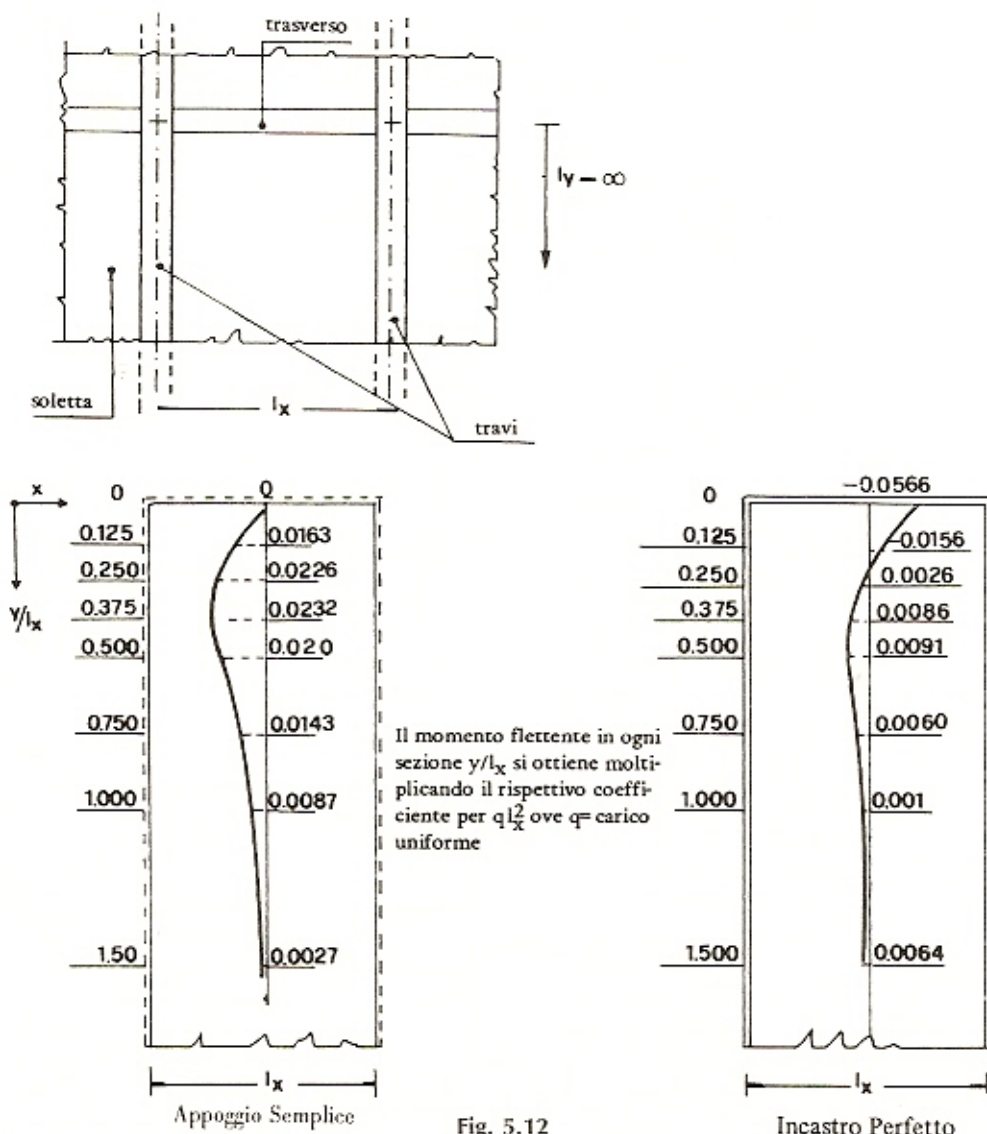


Fig. 5.12

Ciò avviene per esempio quando la soletta è gettata su casseforme mobili che devono poter scorrere sui trasversi.

In questo caso la diffusione del carico in prossimità del giunto è limitata ed inoltre si ha un'esaltazione dei fenomeni dinamici provocati dall'urto delle ruote sul giunto stesso. È necessario allora rinforzare la parte terminale della soletta per una larghezza opportuna che può essere indicata pari ad $l_x/2$ per i campi interni e pari a l_x per gli sbalzi (comunque non inferiore a m 1,00).

Per tener conto anche degli effetti d'urto nella zona in esame sarà bene prendere in conto caratteristiche di sollecitazioni pari a 3 volte quelle calcolate per i campi correnti.

Nel caso più favorevole in cui i trasversi siano solidali con la soletta, questa si comporta come una lastra semidefinita vincolata su tre lati. Il tipo di vincolo da assumere sul lato corto sarà funzione della rigidità torsionale del trasverso che offre il vincolo alla soletta. In via preliminare si può considerare che l'effetto di bordo dovuto al trasverso sia apprezzabile per una larghezza pari a circa l_x . A titolo di esempio si riportano i momenti m_y dovuti ad un carico uniforme nei due casi limiti di appoggio semplice e incastro perfetto (figura 5.12). Da essa si vede che i momenti m_y sono comunque molto più piccoli di quelli che si hanno lungo x .

b) Modello a telaio

Con questo modello si cerca di valutare meglio l'interazione tra la soletta direttamente caricata e le altre piastre che compongono l'impalcato (solette adiacenti ed anime delle travi).

Per far ciò si può schematizzare la sezione trasversale del ponte come un telaio, nel qual caso si ha la difficoltà di definire la larghezza B da considerare. In primissima approssimazione si può assumere ancora l'espressione (5.4) con i simboli di figura 5.13, che si riferisce ad un ponte a cassone con due anime.

Una migliore approssimazione si può ottenere operando per fasi come segue (figura 5.14).

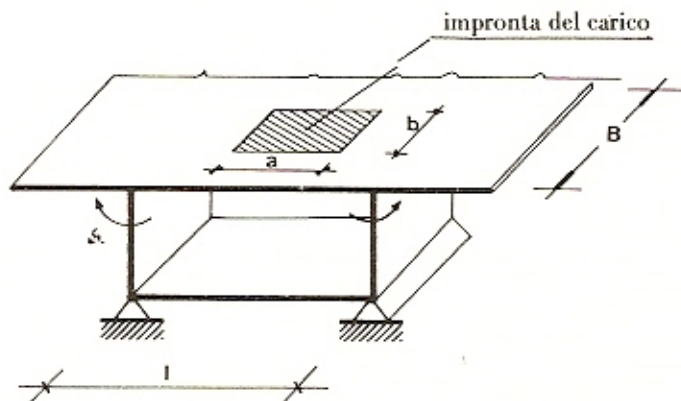
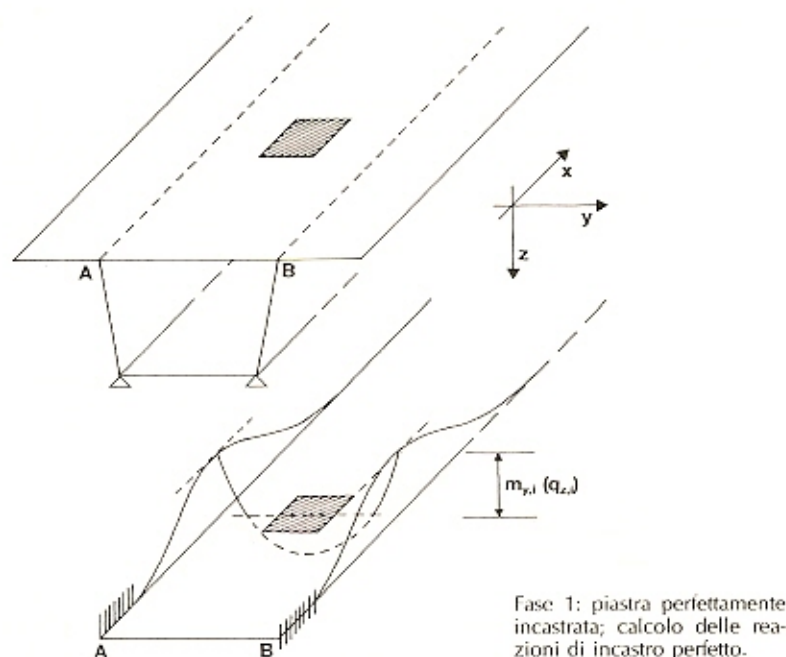


Fig. 5.13



Fase 2: sul telaio di larghezza unitaria vengono applicate le reazioni calcolate nella fase 1 cambiate di segno.

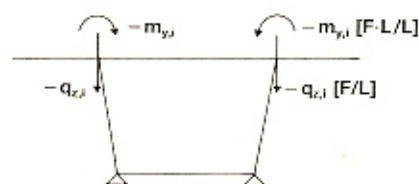


Fig. 5.14

Dapprima si considera la piastra caricata come perfettamente incastrata lungo i lati lunghi e se ne determinano le sollecitazioni utilizzando uno dei metodi visti in a), (fase 1).

Le reazioni trovate (che ricordiamo, trattandosi di piastre, sono calcolate per metro lineare) vengono poi applicate, cambiate di segno, ad un telaio di larghezza unitaria che riproduce la sezione trasversale del ponte (fase 2).

Le sollecitazioni effettive saranno la somma di quelle trovate nelle due fasi.

Esempio

Si considera qui il ponte scatolare in c.a.p., la cui geometria trasversale è descritta in figura 5.15.

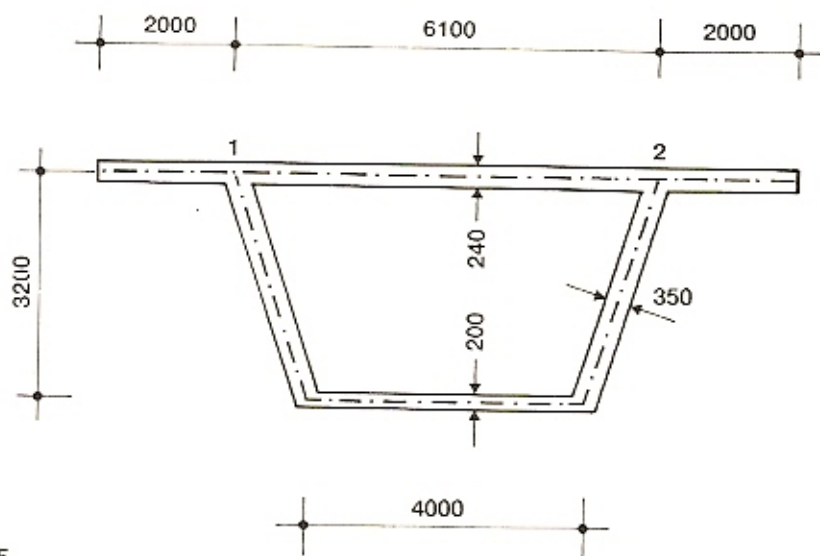


Fig. 5.15

Di tale struttura si vogliono calcolare gli effetti locali operando in due fasi successive come descritto al punto b).

La sezione del ponte è la stessa dell'esempio di applicazione delle tavole di Pucher svolto nel capitolo 4, per cui si rimanda ad esso per quanto riguarda il tipo di carico scelto, l'impronta che esso ha sul piano medio della soletta, ed il rapporto di similitudine con cui va riportato sulla "carta" di Pucher. Per comodità nella figura 5.16 si riportano le due disposizioni del carico q_{1A} che consentono il calcolo dei momenti di incastro perfetto per la lastra di lunghezza infinita ed incastrata ai lati.

Per quanto riguarda il momento nel nodo 1, si era trovato nell'esempio suddetto

$$m_{x,1} = -73,4 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

Procedendo in maniera analoga a quanto fatto per il nodo 1, si ha per il nodo 2:

$$m_{x,2} = -29,6 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

I momenti appena calcolati vanno applicati, cambiati di segno, sul telaio di larghezza unitaria; il risultato, in termini di sollecitazioni flettenti è riportato in figura 5.17.

Per quanto riguarda la soletta superiore, alle sollecitazioni di telaio vanno aggiunte quelle della soletta perfettamente incastrata; in particolare la sollecitazione nei nodi 1 e 2 vale:

$$m_{x,1} = -73,4 + 21,4 = -52,0 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

$$m_{x,2} = -29,6 - 10,6 = -40,2 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

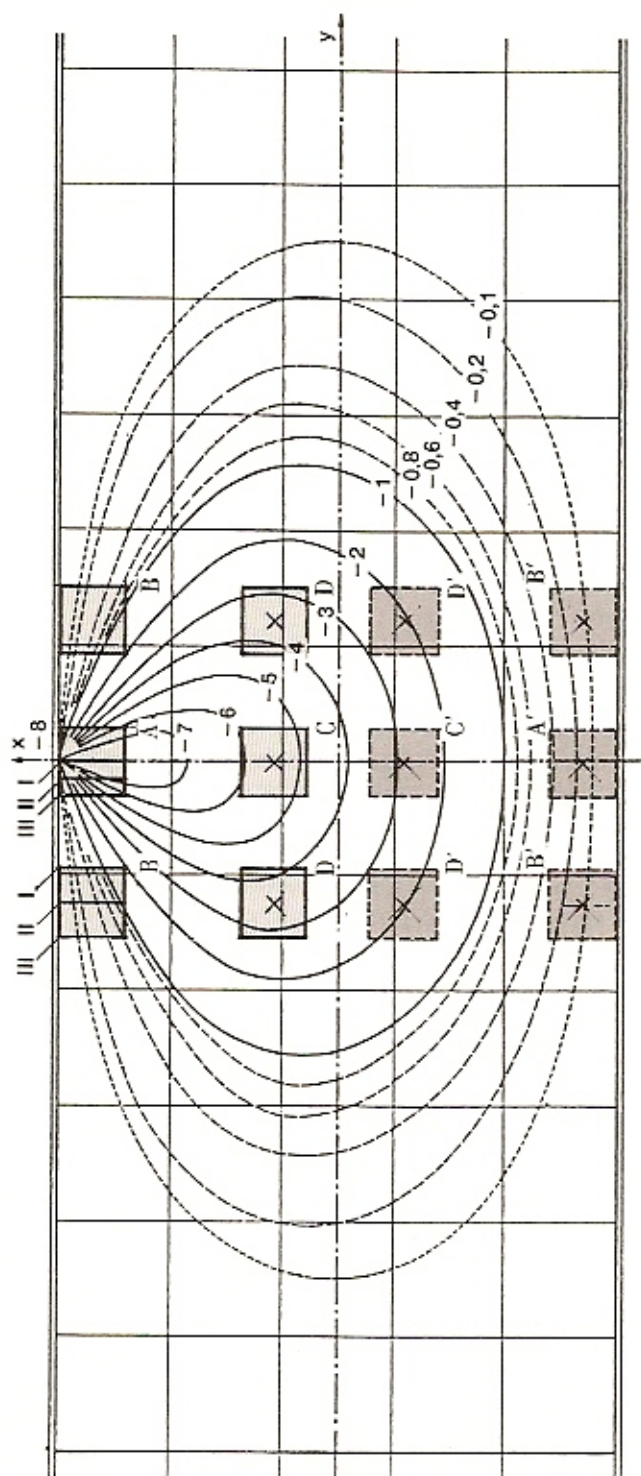


Fig. 5.16 (da Pucher)

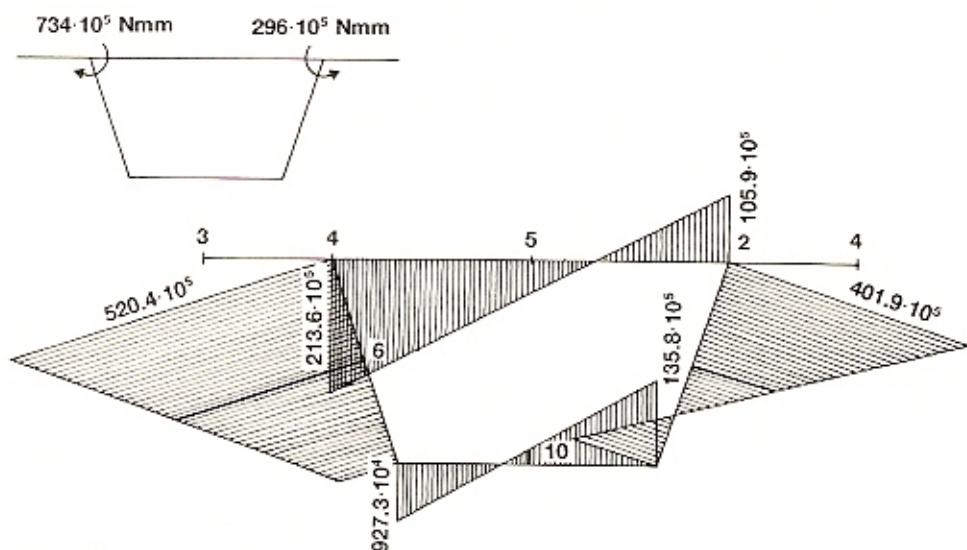


Fig. 5.17

c) Modello ad elementi finiti

In questo caso viene a cessare la distinzione tra effetti "locali" e "globali" e l'impalcato viene modellato come struttura tridimensionale.

In genere l'onere computazionale è tale da non giustificare questo metodo se non in casi particolari.

Nel capitolo relativo ai ponti a cassone verrà esposto un metodo, il calcolo a strisce, che in alcuni casi può portare agli stessi risultati ma con oneri molto minori.

5.3 - LE PIASTRE ORTOTROPE

5.3.1 - Generalità

La necessità di ridurre i carichi permanenti nei ponti metallici di grande luce ha portato, dopo l'ultima guerra mondiale, al perfezionamento di impalcato interamente metallici in cui il piano viario è costituito da una lastra di acciaio che sopporta una pavimentazione in genere molto sottile (3 ÷ 5 cm).

Si è arrivati così ad un peso, per la sola piastra, di $0,8 \div 1,20 \text{ KN/m}^2$ (contro i 5 KN/m^2 di una soletta in c.a. di 20 cm di spessore) e ciò può giustificare a volte l'impiego di queste strutture che di per sé sono molto costose, richiedendo tecnologie e mano d'opera specializzate.

Va infine ricordato che queste piastre nei ponti moderni fungono anche da corrente (superiore od inferiore) della struttura principale contribuendo a ridurre ulteriormente il peso complessivo dell'impalcato.

5.3.2 - Principali tipi di piastra ortotropa attualmente in uso per i ponti metallici

Un impalcato a piastra ortotropa di tipo tradizionale è formato da una lamiera piana superiore irrigidita da costole longitudinali e da travi trasversali (o trasversi) ad essa saldate (figura 5.18).

L'insieme che si ottiene è caratterizzato dall'avere rigidità diverse secondo due direzioni ortogonali tra loro; da ciò è derivato il nome di piastre ortogonali - anisotrope, poi contratto in piastre ortotrope (nel seguito indicate con p.o.).

Tale denominazione comune è da ritenersi peraltro impropria poiché una p.o. è una piastra continua formata da materiale anisotropo, mentre nel caso in questione si tratta di una lamiera o piastra isotropa, solidale ad un grigliato discontinuo di travi. Questa distinzione, come si vedrà nel seguito, è importante ai fini di una corretta schematizzazione di calcolo.

La differenziazione principale nel campo delle p.o. attuali è costituita dalla forma degli irrigidimenti longitudinali. Precisamente si possono distinguere due categorie (figura 5.19):

- a) p.o. con costole del tipo "aperto";
- b) p.o. con costole del tipo "chiuso".

Nel tipo a) le costole longitudinali sono praticamente prive di rigidità torsionale. Inizialmente esse erano dei semplici piatti, poi si sono cercate forme con una migliore distribuzione del materiale, quale T inverso, L, o recentemente i piatti con bulbo.

Le costole del tipo chiuso sono caratterizzate dall'avere una elevata rigidità torsionale e possono avere forma trapezoidale, a V, a U, a Y, ecc.

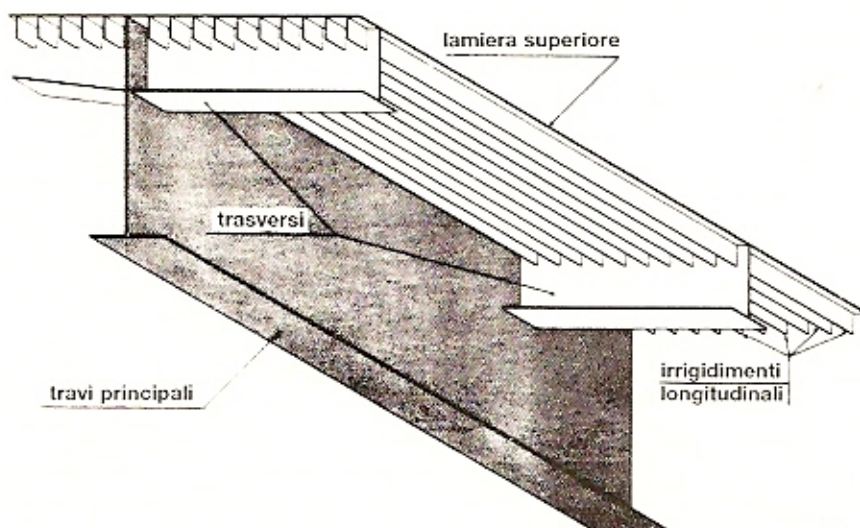


Fig. 5.18

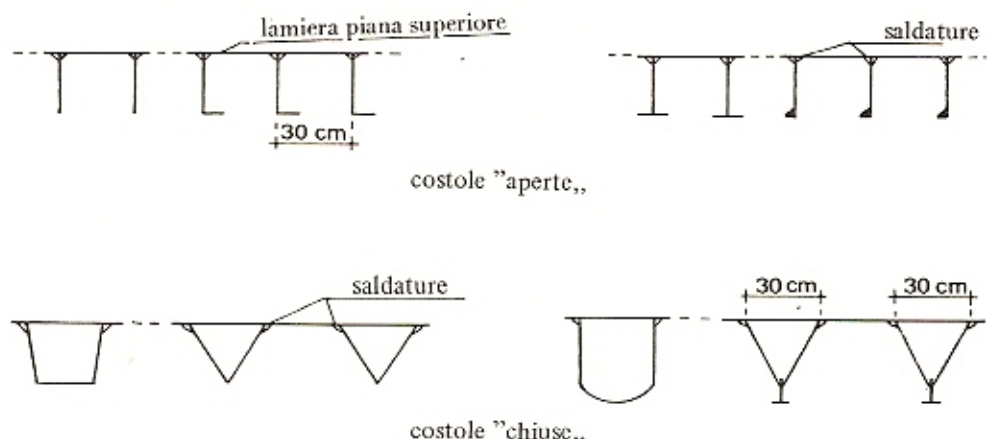


Fig. 5.19

I trasversi hanno in ogni caso forma di T inverso, e vengono posti ad un interasse di 1,50 ÷ 2,00 m nel caso di costole aperte; circa il doppio nel caso delle costole chiuse, la cui rigidità torsionale permette una migliore ripartizione dei carichi tra le costole stesse.

La lastra superiore ha spessori variabili in relazione alle esigenze di calcolo; normalmente, comunque, non si scende al di sotto di 10 mm per evitare eccessive deformazioni locali che potrebbero danneggiare la pavimentazione. Le DIN 1079 prescrivono uno spessore minimo di mm 12 con interasse delle costole di mm 300; mm 14 con interasse di mm 350.

Un confronto tra i due tipi di p.o. è oltremodo difficile non risultando, da una analisi comparativa di vari ponti eseguiti con caratteristiche simili tra loro, una sostanziale diversità di pesi a m² di impalcato a seconda della forma delle costole.

La scelta va quindi fatta su considerazioni relative alla fabbricazione ed al montaggio, quali:

- le quantità di saldature richieste per una p.o. a costole chiuse sono circa la metà di quelle che si hanno nel caso di costole aperte, sia per il minor numero dei trasversi, sia perché sono necessari due cordoni di saldatura per ogni costola mentre l'interasse di quelle chiuse è circa il doppio di quelle aperte;
- nel caso di costole chiuse si ha un minor numero di intersezioni costole - trasversi che richiedono lavorazioni costose e delicate, come indicato nel seguito;
- i giunti di montaggio, specie se realizzati con bulloni, sono molto più complessi nel caso delle costole chiuse;
- la superficie da pitturare è inferiore nel caso delle costole chiuse. Per queste, d'altro canto, è necessario garantire la perfetta stagnazione, anche in corrispondenza dei giunti di montaggio; una eventuale corrosione dell'interno sarebbe dannosissima in quanto non controllabile.

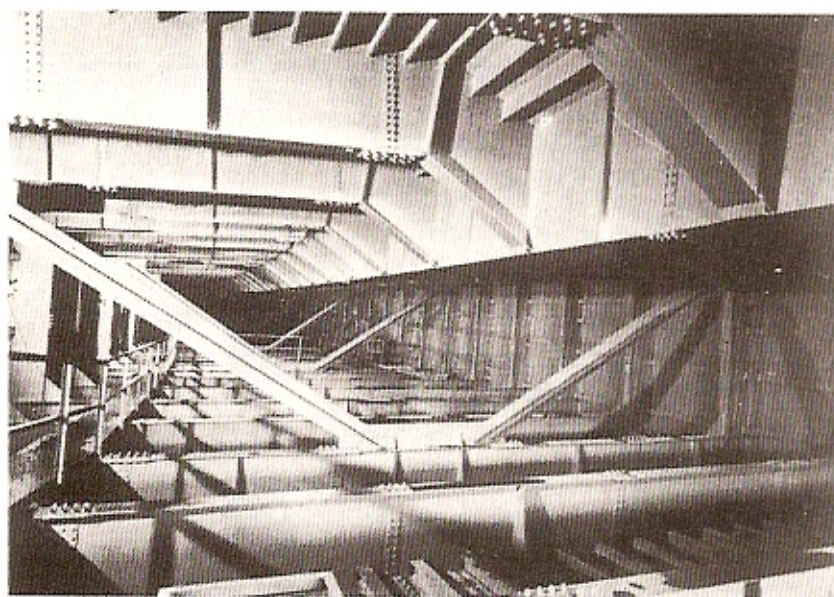


Fig. 5.20 Viadotto sul fiume Lao.

Volendo esaminare i ponti costruiti in Europa con impalcati a piastra ortotropa, si trovano in egual misura esempi d'impiego di costole chiuse ed aperte. In Italia in particolare, sia realizzazioni di qualche anno fa, come il ponte sul Lao (figura 5.20) lungo l'autostrada Salerno-Reggio Calabria, che opere recenti, come il ponte sull'Oglio lungo l'autostrada Milano-Venezia (figura 5.21), parrebbero indicare una preferenza per il tipo aperto.

Nel campo delle p.o., anche se con funzioni affatto diverse, vanno infine citate le pareti ed il fondo dei ponti a cassone metallici.

In questo caso le costole non hanno funzioni portanti per carichi locali ma semplicemente di irrigidimento per le anime oppure, insieme alla lamiera piana inferiore, di corrente della travata principale. Mancando in questo caso l'azione diretta dei carichi si impiegano generalmente costole di tipo aperto, pur avendosi esempi di impiego di costole chiuse.

5.3.3 - Cenni di calcolo

5.3.3.1 - Definizione del problema

Il calcolo rigoroso di queste strutture è molto complesso e tale comunque da non potersi applicare nella pratica corrente. Si ricorre allora a metodi approssimati nella scelta dei quali occorre tenere ben presente le schematizzazioni che essi introducono.

A questo scopo distinguiamo idealmente nella p.o. tre stati di sollecitazione come segue:

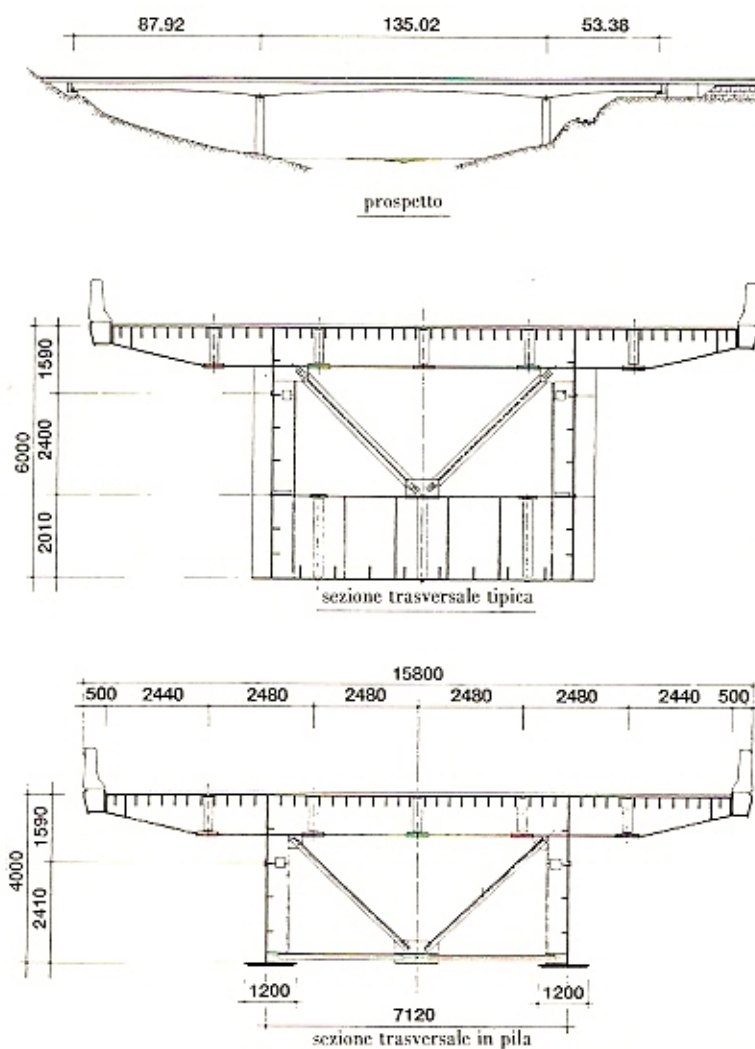


Fig. 5.21 Ponte sull'Oglio. Costruzioni Metalliche 1-1990.

Stato I: sono le sollecitazioni di flessione che si hanno nella lastra piana superiore supposta continua su appoggi fissi. Questi sono costituiti dalle costole longitudinali (figura 5.22 a).

Queste sollecitazioni si hanno solo nella zona immediatamente prossima alla ruota, e risentono molto del tipo di pavimentazione adottata. Il loro calcolo è in generale privo di interesse in quanto intervengono fenomeni di plasticizzazione locali ed un comportamento a membrana che aumentano di molto la resistenza teorica flessionale della lamiera. Inoltre è necessario limitare la deformabilità della lamiera per impedire il distacco della pavimentazione, e quindi il suo

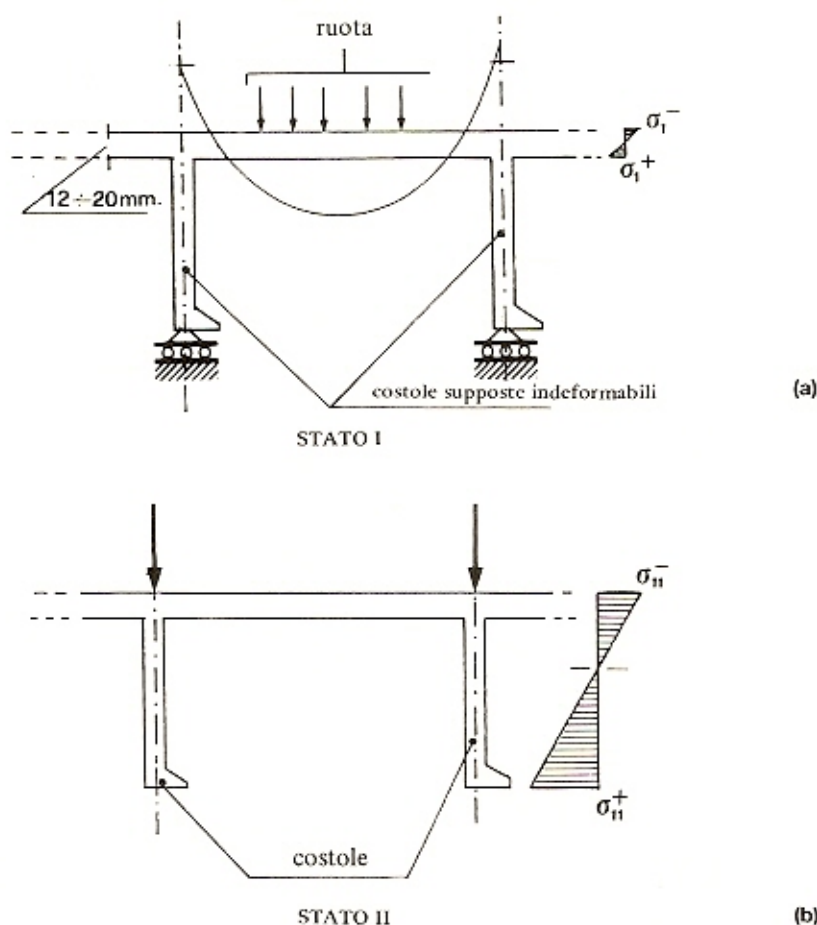


Fig. 5.22

spessore minimo è fissato da ragioni costruttive ($12 \div 14$ mm nel caso delle già citate norme DIN).

Stato II: sono le sollecitazioni di flessione che si hanno nell'insieme costituito dalla lamiera superiore e dalle costole longitudinali e trasversali, cioè nella cosiddetta piastra ortotropa. Queste sollecitazioni sono le corrispondenti di quelle viste nel calcolo a piastra delle solette in cemento armato, e sono le più difficili da valutare.

Si avranno diagrammi delle σ incrociate nelle sezioni a doppio T in cui l'ala superiore è la lamiera piana (figura 5.22 b).

Stato III: sono le sollecitazioni prevalentemente di compressione o di trazione che si hanno nell'insieme lamiera - costole longitudinali considerato quale corrente superiore (o inferiore) della struttura principale (figura 5.23).

Poiché in genere le luci dei ponti metallici sono molto grandi rispetto alla

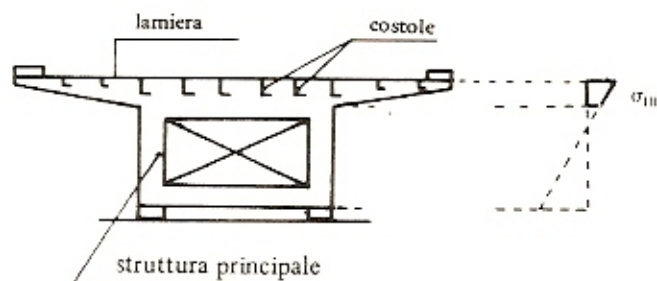


Fig. 5.23

STATO III

loro larghezza, tutta la piastra può considerarsi collaborante, e quindi il calcolo non offre particolari difficoltà.

Va detto che, essendo statisticamente poco probabile che si abbiano contemporaneamente le massime sollecitazioni per i tre stati, le verifiche si conducono in genere prendendo in conto solo una parte delle σ_{II} ; si pone cioè:

$$\alpha \sigma_{II} + \sigma_{III} \leq \sigma_{amm}$$

con $\alpha \approx 0,50$ (vedi ponte sulla Sava e ponte Europa).

5.3.3.2 - Le sollecitazioni nella piastra ortotropa (stato II)

Per comprendere i limiti delle ipotesi che si fanno nel calcolo della lamiera nervata è utile dapprima fare dei richiami sul calcolo delle piastre ortotrope propriamente dette e delle lamiere irrigidite simmetricamente su entrambe le superfici.

a) Caso di p.o. ideale

È il caso di una piastra a spessore costante costituita da un materiale che abbia caratteristiche elastiche diverse secondo due direzioni ortogonali tra di loro. (Un materiale con queste caratteristiche è ad esempio il legno).

Se si mantengono le ipotesi usualmente accettate nella teoria delle piastre, e cioè:

- il materiale ha elasticità perfetta lineare (legge di Hooke);
- un segmento ortogonale al piano medio della piastra rimane, nella deformata, rettilineo e sempre ortogonale a detto piano (ipotesi di Kirchhoff);
- gli spostamenti sono piccoli rispetto allo spessore;
- le tensioni normali al piano medio sono trascurabili;

si può ricavare l'equazione della superficie elastica della piastra procedendo come per quella isotropa (vedi ad esempio [2]). L'equazione cui si arriva, per una piastra di spessore t , è quella detta di Huber [3]:

$$D_x \frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 H \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + D_y \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = p(x, y) \quad (5.7)$$

ove

$$\begin{aligned} D_x &= E_x t^3 / 12 (1 - \nu_x \nu_y) \\ D_y &= E_y t^3 / 12 (1 - \nu_x \nu_y) \end{aligned} \quad (5.8)$$

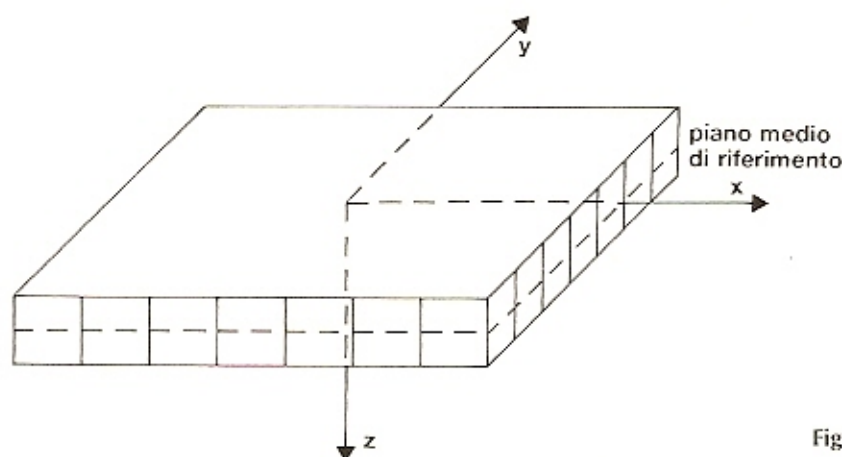


Fig. 5.24

sono le rigidezze flessionali della piastra lungo le direzioni x e y (figura 5.24) caratterizzate dai moduli di elasticità E_x ed E_y e dai coefficienti di Poisson ν_x , ν_y ; H è la rigidezza torsionale apparente definita come:

$$2 H = \nu_y \cdot D_x + \nu_x \cdot D_y + 4C \quad (5.9)$$

$$\text{con } C = \frac{t^3}{12 G_{xy}} \quad (5.10)$$

Molto spesso, nei problemi reali, la rigidezza torsionale viene data come frazione della rigidezza flessionale media ponendo

$$H = \alpha (D_x \cdot D_y)^{1/2} \quad (5.11)$$

con α compreso tra 0 (piastra totalmente priva di rigidezza torsionale) ed 1 (piastra isotropa per cui $D_x = D_y = H$).

Note le costanti che caratterizzano la piastra e fissato il carico $p(x, y)$, si può procedere come per le piastre isotrope.

In particolare si possono utilizzare le superfici di influenza fornite, ad esempio, in [4] e [5].

b) Caso di lamiera irrigidita simmetricamente

In questo caso si può ancora ricondurre la struttura ad una p.o. purché le nervature siano sufficientemente ravvicinate da poter considerare la loro rigidezza "spalmata" sul loro interasse.

Si tratterebbe quindi di un materiale isotropo ma organizzato in modo diverso secondo due direzioni ortogonali tra loro (figura 5.25).

L'equazione di Huber (5.7) è ancora valida con buona approssimazione purché si ponga:

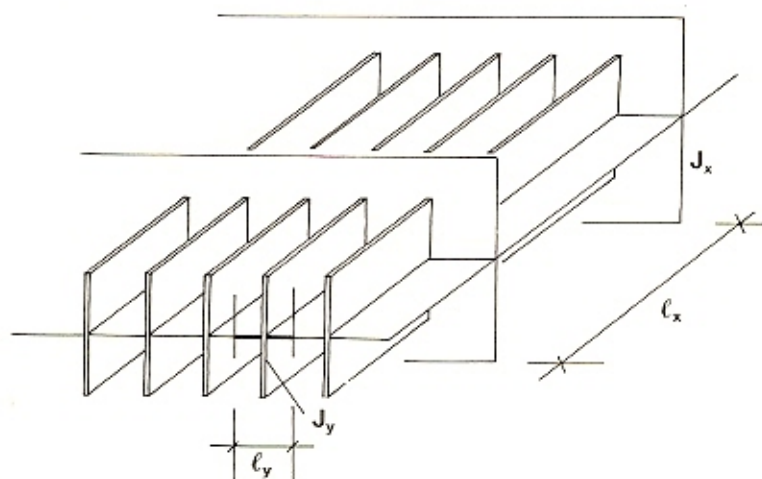


Fig. 5.25

$$\begin{aligned} D_x &= E J_x / l_x & D_y &= E J_y / l_y \\ H &= 1/2 (C_{xy} + C_{yx}) \end{aligned} \quad (5.12)$$

con C_{yx} e C_{xy} rigidezze torsionali, per unità di larghezza, dei due ordini di costole.

c) *Caso di lamiera irrigidita da un sol lato*

In questo caso, e cioè negli impalcati dei ponti metallici, il piano medio di flessione in direzione x è diverso da quello in direzione y e l'equazione della superficie elastica diviene un'equazione differenziale dell'8° ordine di difficile soluzione.

La non coincidenza dei piani di flessione porta ad un aumento apparente della rigidezza torsionale della piastra talché alcuni Autori [6] suggeriscono di assumere nella (5.11) $\alpha = 0,3$ anche nel caso di costole aperte, di per sé prive di rigidezza torsionale.

Con questa precisazione, e purché le nervature siano molto ravvicinate tra loro, la lamiera irrigidita può ancora assimilarsi ad una p.o. e quindi si possono utilizzare i criteri di calcolo esposti in precedenza.

d) *Metodo di Pelikan-Esslinger*

Nella realtà l'ipotesi di nervature molto ravvicinate può essere accettata per le costole longitudinali, ma non per i trasversi che hanno in genere interasse compreso tra 2 e 4 m.

Il metodo in questione propone di considerare una piastra ortotropa "secondaria" costituita dalla lamiera e dalle sole costole longitudinali, continua sui trasversi supporti dapprima infinitamente rigidi. Nel caso di costole longitudinali "aperte" cioè prive di rigidezza torsionale, questo calcolo è particolarmente

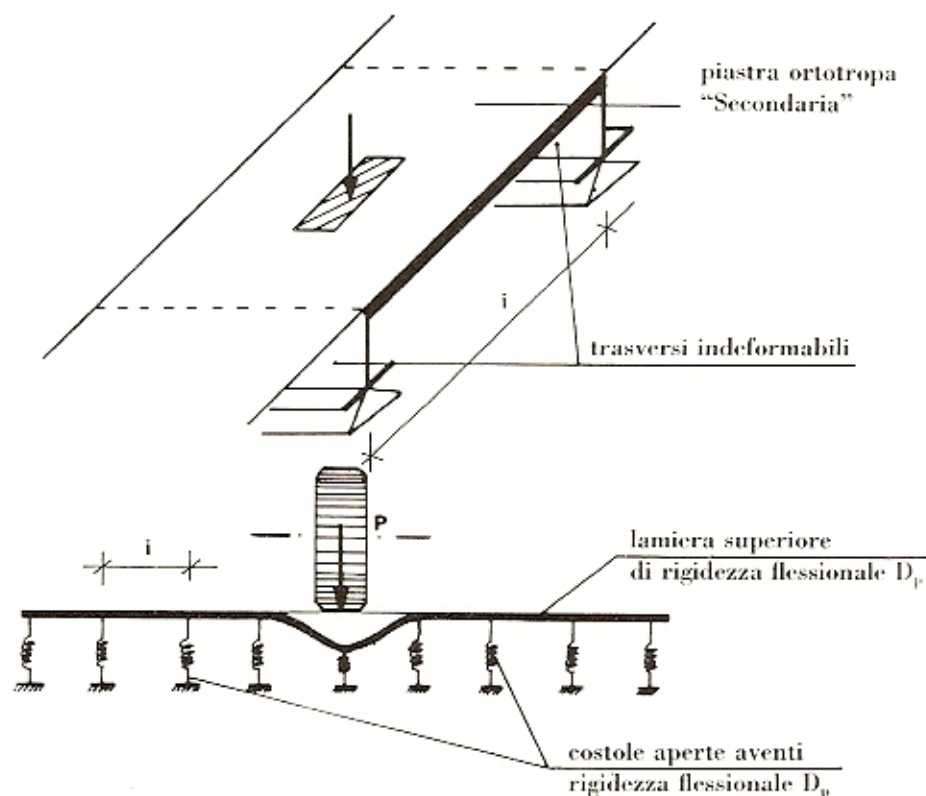


Fig. 5.26 Se $\frac{D_y}{D_p} > 500$ $i \leq 180$ cm ogni costola si comporta indipendentemente dalle altre

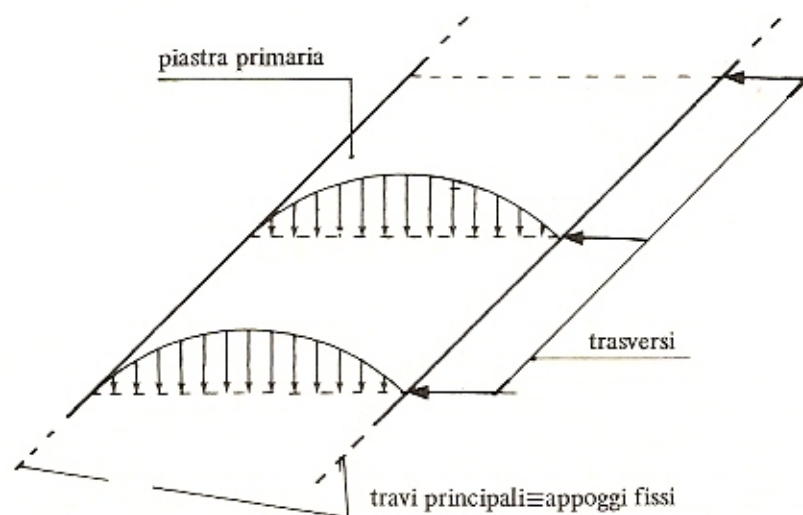


Fig. 5.27

semplice perché in pratica ogni costola sopporta il carico che su di essa grava (figura 5.26).

Nel caso di costole "chiuse" invece il carico si ripartisce anche tra le costole adiacenti a quelle caricate. Il calcolo può essere condotto come indicato in b).

Calcolate le reazioni della p.o. secondaria sui trasversi, queste, cambiate di segno, vengono applicate ai trasversi stessi, considerati ora elastici e le sollecitazioni che nascono vengono sommate a quelle precedentemente calcolate.

In genere l'elasticità dei trasversi comporta una redistribuzione delle tensioni, con aumento dei momenti positivi e diminuzione di quelli negativi nelle costole, ed un intervento dei trasversi non direttamente caricati.

In questa fase è in genere conveniente scomporre il carico in serie di Fourier, mentre la piastra di calcolo è quella primaria, cioè costituita da costole e trasversi (figura 5.27).

Maggiori dettagli su questo metodo possono trovarsi in [7].

BIBLIOGRAFIA

- [1] Public Roads, vol 11, No 1, 1930
- [2] Appunti delle lezioni di Costruzione di Ponti svolte nell'a.a. 1959/60 da G. Ceradini e raccolti a cura di C. Gavarini
- [3] HUBER M.T., "Probleme der Statik Technisch Wichtiger Orthotroper Platten", Warsaw 1929
- [4] KRUG - STEIN, "Einflussfelder orthogonal anisotroper Platten", Springer Verlag
- [5] HAWRANEK-STEINHARDT, "Theorie und Berechnung der Stahlbrücken", Springer Verlag
- [6] CORNELIUS W., "Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte", Der Stahlbau Vol. 21 - 1952
- [7] "Design Manual for orthotropic steel plate deck bridges", American Institute of Steel Construction

6

IMPALCATI A GRATICCIO

6.1 - GENERALITÀ

L'impalcato dei ponti a graticcio è formato da più elementi longitudinali rettilinei, le travi propriamente dette, collegate tra loro dalla soletta e, in molti casi, da elementi trasversali comunemente indicati come "trasversi".

Le travi longitudinali possono essere sia isostatiche (travi semplicemente appoggiate, travi Gerber) sia iperstatiche (travi continue) e le sollecitazioni in esse presenti sono sostanzialmente di flessione e taglio, diversamente da quello che si ha nei ponti ad arco in cui sono prevalenti gli sforzi assiali.

Questo tipo di ponte ha avuto una rapidissima diffusione negli ultimi anni grazie alla prefabbricazione che, in alcuni casi, può essere totale; per questo motivo i ponti a travata hanno praticamente sostituito i ponti ad arco che richiedono in genere costose opere provvisorie per la loro costruzione.

Il campo di impiego dei ponti a graticcio è quello delle luci piccolo-medie, fino a circa 40-50 m, preferendosi in genere per luci maggiori le sezioni a cassone. Lo schema statico più usato è quello della trave semplicemente appoggiata perché consente operazioni semplici di montaggio nel caso della prefabbricazione, spesso con la soletta continua sugli appoggi.

Nel seguito si danno alcuni criteri di calcolo prescindendo dal materiale con cui è fatto il graticcio, essendo questo schema ampiamente usato sia nel caso di cemento armato ordinario e precompresso, sia nel caso di strutture miste acciaio-calcestruzzo.

6.2 - SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO

Per come sono stati definiti, i ponti a graticcio risultano formati da uno o due ordini di travi solidali ad una piastra piana superiore, la soletta.

Si tratta quindi di una struttura spaziale alquanto complessa che viene usualmente schematizzata come un sistema piano costituito da sole travi, pensando di effettuare dei tagli ideali nella soletta parallelamente alle nervature (figura 6.1).

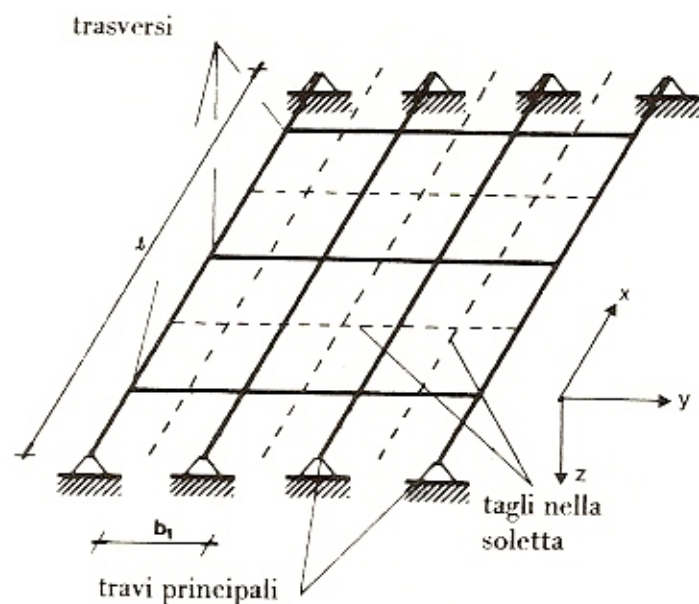


Fig. 6.1

In questo modo si tiene conto della soletta, oltre che negli effetti "locali" visti nel capitolo 5, anche nel funzionamento della struttura principale in quanto essa funge da corrente superiore delle travi e dei trasversi ⁽¹⁾.

A questo proposito si ricorda che non tutto l'interasse b_1 può essere sempre considerato nei calcoli, ma solo una parte di esso $b_0 \leq b_1$ detta "larghezza collaborante". Quest'ultima può essere definita come la larghezza di una flangia ideale che trasmette la stessa forza complessiva di compressione o di trazione della soletta effettiva, ma con una distribuzione uniforme di σ pari al valore massimo che si ha nella realtà (figura 6.2).

Il valore della larghezza collaborante dipende dalla deformabilità per taglio nel proprio piano della soletta, la qual cosa è legata al rapporto b_1/l ed al tipo di carico. Nel caso delle lastre metalliche questa larghezza può essere condizionata da fenomeni di instabilità che possono ridurne sensibilmente il valore.

Normalmente i vari Regolamenti forniscono criteri semplificati per valutare b_0 , che dovrà comunque essere inferiore od uguale all'interasse b_1 delle travi.

È evidente la grossolanità dell'approssimazione fatta, che porta ad ammettere lungo i tagli fittizi discontinuità nelle tensioni σ_x della soletta; l'ipotesi è peraltro comunemente accettata in quanto conduce a metodi di calcolo semplici che danno risultati in buono accordo con i dati sperimentali.

⁽¹⁾ Qualora questi ultimi manchino, è la soletta stessa che, in proporzione alla propria rigidità flessionale, assolve alle funzioni dei trasversi.

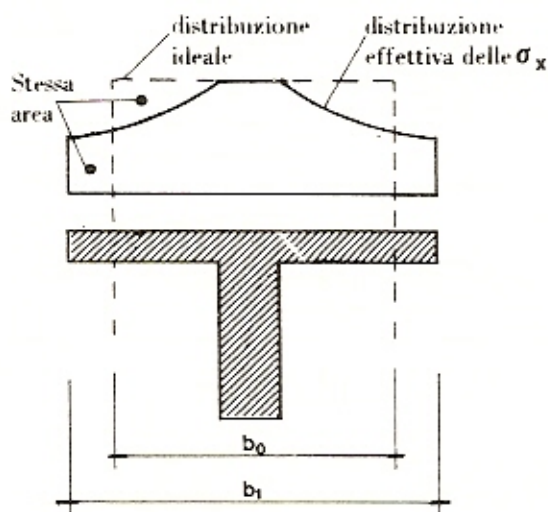


Fig. 6.2

Una volta riportato lo schema statico a quello di un graticcio il problema è di semplice soluzione grazie alla disponibilità odierna di numerosi programmi di calcolo automatico finalizzati ⁽¹⁾ all'analisi di queste strutture.

Nel passato, invece, la necessità di svolgere i calcoli manualmente ha portato a fare ulteriori ipotesi semplificative che hanno condotto a sistemi di calcolo approssimati.

Questi sistemi, specie i più semplici, hanno ancora oggi una loro validità sia per i calcoli di massima necessari nella fase preliminare di un progetto, sia per far capire il ruolo che giocano le varie rigidità nel ripartire il carico.

Le vie che si possono seguire sono due:

- ridurre ulteriormente il grado di complessità del problema, trasformandolo da piano (graticcio) a monodimensionale (trave): sono questi i metodi che si basano sulla ripartizione trasversale dei carichi;
- riportare il graticcio ad una struttura equivalente continua (piastra ortotropa) di cui si conosce la soluzione in forma chiusa, e quindi facilmente tabellabile.

Si ritiene utile, per i motivi detti, esporre brevemente questi metodi.

⁽¹⁾ In un telaio spaziale si hanno in generale 6 spostamenti incogniti per ciascun nodo. Nel caso dei graticci questi spostamenti sono solo 3: uno spostamento w verticale, ortogonale al piano del graticcio, e due rotazioni θ_x e θ_y ; si trascurano quindi gli spostamenti nel piano e di conseguenza la rotazione intorno all'asse verticale z . Nel caso degli appoggi e dei vincoli in genere, alcuni di questi spostamenti sono noti a priori ed andranno specificati dal progettista sulla base del tipo di apparecchio di appoggio prescelto (vedi anche il capitolo 10).

6.3 - LA RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

6.3.1 - Definizione del problema

Consideriamo dapprima il caso elementare di un graticcio formato da n travi ed un solo trasverso ed immaginiamo il carico P (supposto per semplicità unitario in quanto si ammette valido il principio di sovrapposizione degli effetti) agente su un nodo (figura 6.3).

Definiamo come **coefficiente di ripartizione trasversale** $r_{i,j}$ la quota parte del carico che grava sulla nervatura j quando $P=1$ si trova sulla nervatura i .

I coefficienti $r_{i,j}$ quindi coincidono con le reazioni mutue verticali che si scambiano le travi ed il trasverso nella situazione di figura 6.3.

Dalla definizione deriva che

$$\sum r_{i,j} = 1 \quad \text{per l'equilibrio alla traslazione del trasverso} \quad (6.1)$$

$$P_j = r_{i,j} \cdot P_i \quad \text{se } P_i \neq 1, \text{ per il principio di sovrapposizione degli effetti} \quad (6.2)$$

Qualora il carico si ripartisse in egual misura tra tutte le travi saremmo nella condizione ideale per cui:

$$r_{ij} = \bar{r} = 1/n \quad (i, j \text{ qualunque}) \quad (6.3)$$

Tenuto conto di ciò in alcuni casi si preferisce calcolare il **coefficiente di maggiorazione del valore medio** definito come:

$$K_{ij} = r_{ij} / \bar{r} = n \cdot r_{ij} \quad (6.4)$$

evidentemente proporzionale al precedente.

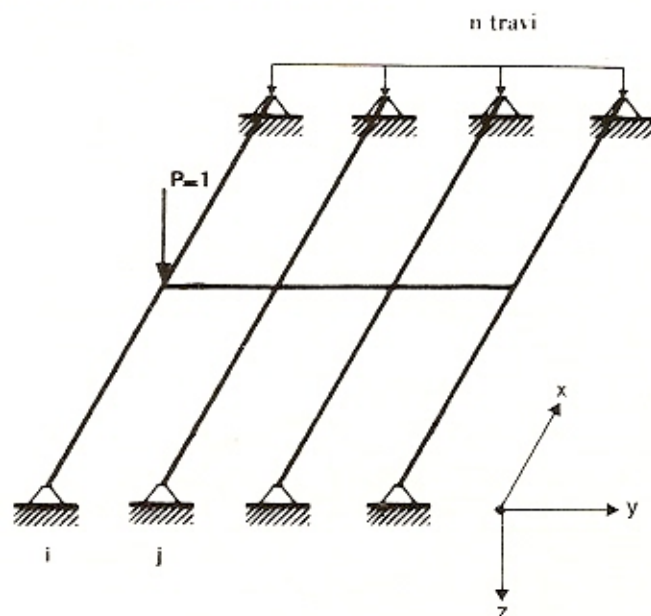


Fig. 6.3

6.3.2 - Fattori che influenzano la ripartizione trasversale

Per comprendere l'influenza delle rigidità dei vari elementi costituenti il graticcio sulla ripartizione trasversale si esaminano i casi limiti riportati in figura 6.4 che mostrano la sezione trasversale di un ponte, sempre nel caso di un unico trasverso. Poiché l'abbassamento di ciascuna trave è in relazione al carico da essa portato, la deformata del trasverso sarà proporzionale, a meno delle rigidità delle travi, al diagramma dei coefficienti di ripartizione trasversale.

Nel caso a) il trasverso è supposto privo di rigidità flessionale. Tutto il carico è sopportato dalla trave su cui agisce, cioè:

$$r_{ii} = 1 \qquad r_{ij} = 0 \qquad \text{per } i \neq j$$

Nel caso b) il trasverso è supposto avere rigidità flessionale infinita. La deformata trasversale del ponte deve quindi essere rettilinea, mentre le travi ruotano dell'angolo φ .

Il carico interessa, in misura diversa, tutte le travi.

Se questa rotazione non è possibile, cioè se si suppone anche la rigidità torsionale delle travi infinita (caso limite c) la deformata della sezione trasversale

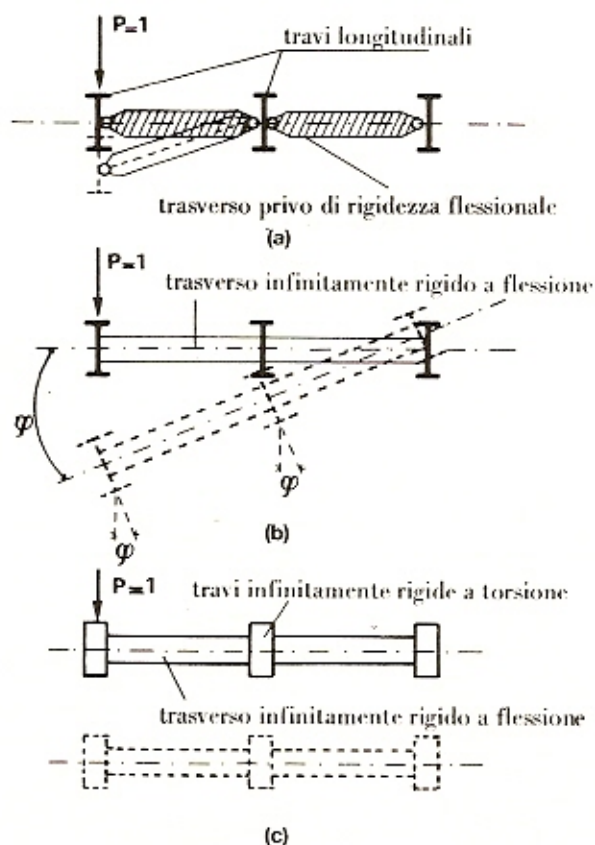


Fig. 6.4

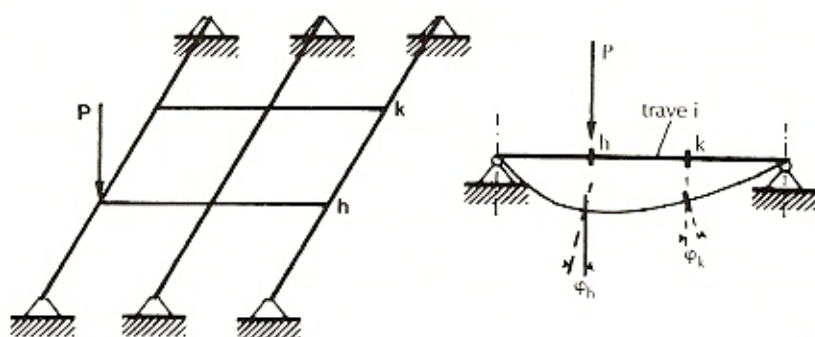


Fig. 6.5

del ponte non può che consistere in un abbassamento uniforme; siamo nel caso ideale di ripartizione uniforme del carico, qualunque sia la sua posizione, cioè $r_{i,j} = 1/n$

Da quanto visto risulta chiaro come la rigidità flessionale dei trasversi e quella torsionale delle travi siano i fattori che incidono maggiormente sulla ripartizione del carico.

In realtà, nel caso di più trasversi, anche le rigidità torsionali di questi influenzano il comportamento del graticcio, come si può vedere nello schema di figura 6.5 ove il trasverso k scarico, dovendo ruotare, influenza la ripartizione del carico operata dal trasverso h direttamente caricato.

Peraltro, per ragioni costruttive, i trasversi hanno sempre rigidità torsionali modeste per cui questo parametro ha scarsa influenza.

6.3.3 - Graticci con trasversi infinitamente rigidi

6.3.3.1 - Validità dell'ipotesi

Si consideri ancora un graticcio costituito da n travi ed un unico trasverso e si supponga trascurabile la rigidità torsionale delle travi, ipotesi questa sufficien-

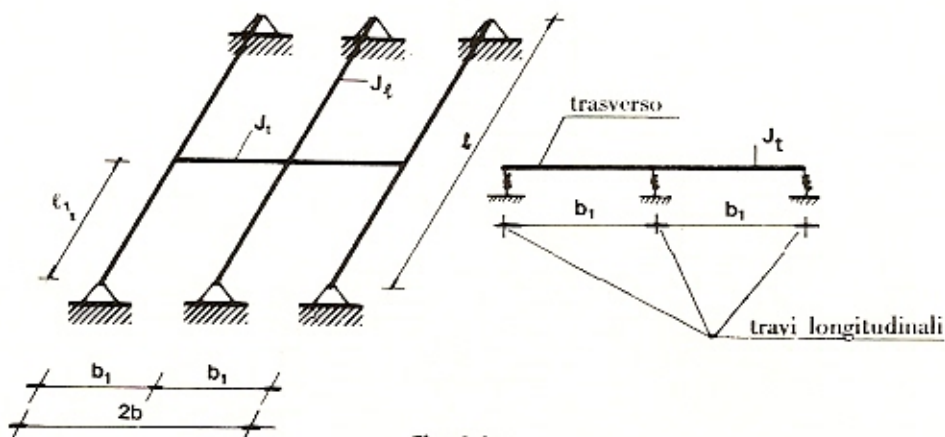


Fig. 6.6

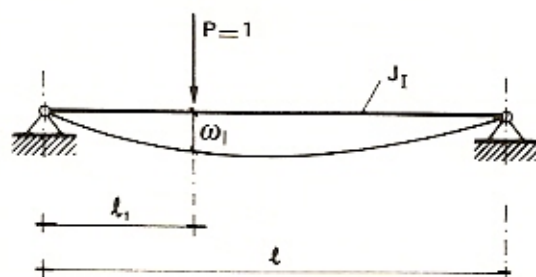


Fig. 6.7

temente valida per tutti i ponti con nervature ad anima sottile, quali le travi in c.a.p. od in acciaio.

In questa ipotesi si può isolare il trasverso e trattarlo come trave continua su appoggi elastici. Questi ultimi rappresentano le travi longitudinali (figura 6.6).

La "cedevolezza" di queste molle (abbassamento provocato da una forza unitaria) sarà del tipo (figura 6.7):

$$\omega_I = c \cdot l^3 / E J_I \quad (6.5)$$

essendo c una costante che dipende da dove è posizionato il trasverso, cioè da l_1 , e da come è vincolata la trave. (Ad esempio per la trave appoggiata e trasverso in mezzeria della stessa si ha $c = 1/48$).

La risoluzione della trave continua su appoggi elastici [1] mostra come la distribuzione degli sforzi sia legata al parametro adimensionale (parametro di Homberg):

$$Z = 6 E J_I \cdot \omega_I / b_1^3 \quad (6.6)$$

che nel caso in esame, tenuto conto della (6.5), diviene:

$$Z = c(l/b_1)^3 \cdot J_I / J_L \quad (6.7)$$

La (6.7) mostra chiaramente come per avvicinarsi all'ipotesi di trasverso infinitamente rigido, cioè $Z = \infty$, sia più importante il rapporto l/b_1 , che compare al cubo, che la effettiva rigidità flessionale del trasverso, cioè il rapporto J_I/J_L .

L'influenza di Z sulla ripartizione trasversale si rileva dalla figura 6.8 seguente che mostra la deformata del trasverso per $Z = 0 - 1 - 25 - \infty$ in un ponte a cinque travi e per due diverse posizioni del carico.

Da essa si rileva come già per i valori di Z superiori a 25 le differenze con il caso limite $Z = \infty$ siano modeste.

Tali differenze si riducono ulteriormente, a parità di Z , al ridursi del numero di travi, cioè della larghezza $2b$ dell'impalcato.

Nel caso di 3 sole travi e $Z = 20$ le differenze rispetto all'ipotesi di trasverso rigido sono inferiori al 5%.

Se si osserva che per $J_I/J_L = 1$, $l/b_1 = 10$ (travata di 30 m di luce con travi a 3 m di interasse, trasverso in mezzeria) risulta $Z \approx 20$, si capisce come l'ipotesi di trasversi rigidi sia senz'altro accettabile per molti ponti a travata.

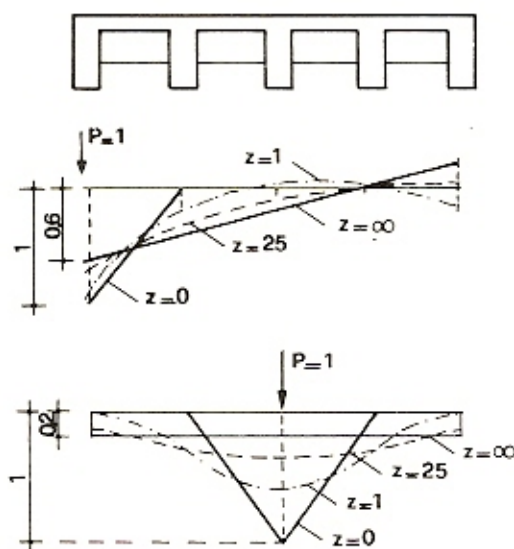


Fig. 6.8

Come già detto, a meno delle costanti delle molle, gli abbassamenti sono proporzionali alle reazioni che nascono nelle molle stesse. Dal 1° principio di reciprocità deriva poi che la **deformata trasversale del ponte è proporzionale alla linea di influenza del coefficiente di ripartizione della trave carica.**

Nel caso di molle di eguale rigidezza (travi tutte eguali) la deformata trasversale coincide anche, a meno della costante delle molle, con il **diagramma dei coefficienti di ripartizione.**

6.3.3.2 - Il calcolo dei coefficienti

Il problema iperstatico della trave continua su appoggi elastici si semplifica notevolmente se si ammette la trave rigida. Infatti per individuare la configurazione deformata del sistema sono sufficienti due parametri che si possono determinare con semplici equazioni di equilibrio (metodo degli spostamenti).

Nel caso di molle diverse tra loro (travi longitudinali di diverso momento di inerzia o diversa luce), è necessario individuare preliminarmente il baricentro G delle rigidezze delle molle. Si possono assumere poi come incognite l'abbassamento δ e la rotazione φ di figura 6.9.

Detta K_i la rigidezza della generica molla i e r_i la reazione che essa esprime si ha per definizione:

$$r_i = K_i (\delta + \varphi y_i) \quad (6.8)$$

Dalle equazioni di equilibrio si trae:

$$\sum r_i = 1 = \sum K_i \delta \quad \delta = 1 / \sum K_i \quad (6.9)$$

$$\sum r_i y_i = 1 \cdot y_p = \sum K_i \varphi y_i^2 \quad (6.10)$$

$$\varphi = y_p / \sum K_i y_i^2$$

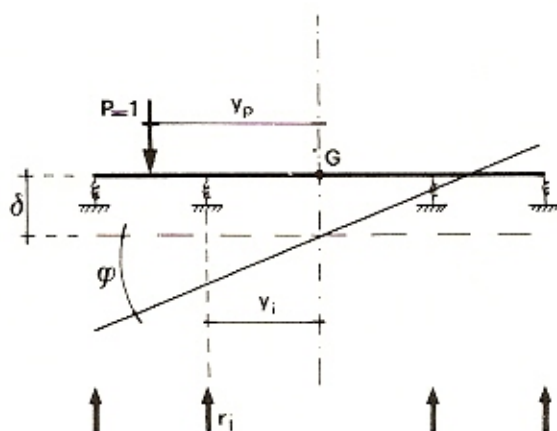


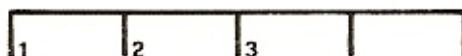
Fig. 6.9

Si ha quindi il valore del coefficiente di ripartizione cercato:

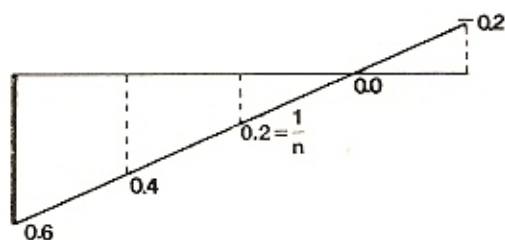
$$r_i = \frac{K_i}{\sum K_i} + \frac{y_i \cdot y_p}{\sum K_i y_i^2} \cdot K_i \quad (6.11)$$

Nel caso frequente di travi longitudinali tutte eguali fra loro ed egualmente vincolate si ha $K_i = K$ e l'espressione di r diviene:

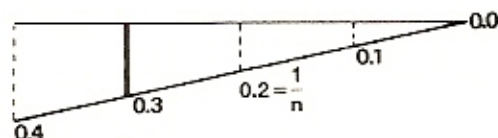
$$r_i = 1/n + y_i \cdot y_p / \sum y_i^2 \quad (6.12)$$



1. di i . di r_1 ovvero diagramma degli r per il carico sulla trave 1



1. di i . di r_2 ovvero diagrammi degli r per il carico sulla trave 2



1. di i . di r_3 ovvero diagramma degli r per il carico sulla trave 3

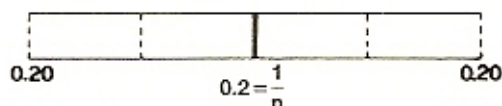


Fig. 6.10

In questo caso particolare vale inoltre l'eguaglianza:

$$r_{i,j} = r_{j,i} \quad (6.13)$$

(si faccia attenzione a prendere le y con il proprio segno).

Se nelle espressioni viste si tiene fisso y_p facendo variare y_i si ottiene il diagramma dei coefficienti di ripartizione per la posizione fissata del carico; se invece si fissa y_i , cioè la posizione di una trave, e si fa variare y_p si ottiene la linea di influenza di r_i .

A titolo di esempio in figura 6.10 si riportano i valori degli r per un ponte a 5 travi eguali tra loro.

6.3.3.3 - Influenza reciproca di più trasversi

Grazie alle ipotesi fatte (trasversi con rigidità flessionale infinita e torsionale nulla) non si ha influenza mutua dei trasversi nella ripartizione trasversale del carico.

Consideriamo infatti un graticcio con due trasversi, h e k , e poniamo il carico unitario su un nodo del primo (figura 6.11).

Qualsiasi sia la trave i risulterà:

$$w_{i,h}/w_{i,k} = \text{cost} \quad (6.14)$$

Ne consegue che, poiché le $w_{i,h}$ sono allineate su una retta che rappresenta la deformata del trasverso h , anche le $w_{i,k}$ si disporranno automaticamente lungo una retta. Il trasverso posto in k quindi segue la deformata del graticcio senza intervenire, cioè **ogni trasverso è indipendente dagli altri**.

Questo non sarebbe vero se si rimuovesse l'ipotesi di trasversi infinitamente rigidi. La deformata di h sarebbe infatti curvilinea e quindi per la (6.14) anche quella di k . Un trasverso posto in k , dovendo assumere delle curvature diverse da zero, verrebbe sollecitato operando così una redistribuzione degli sforzi nel graticcio.

Questa considerazione ha dato origine a due metodi di calcolo approssimati: entrambi riducono il calcolo del graticcio a quello di una o più travi.

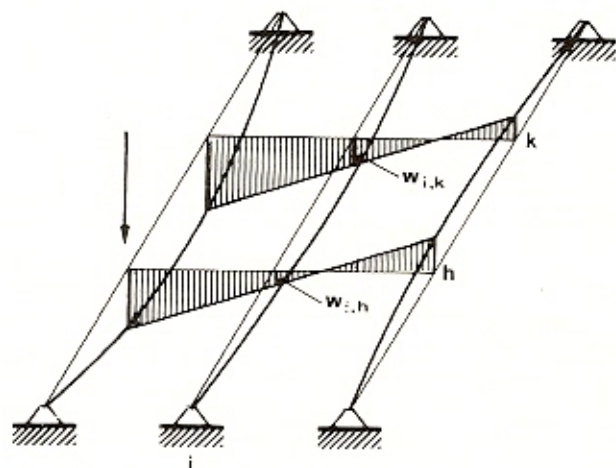


Fig. 6.11

6.3.3.4 - Il metodo degli infiniti trasversi infinitamente rigidi

È detto anche comunemente metodo di Courbon o dell'Albenga [4]. Consiste semplicemente nel supporre la presenza di un trasverso sotto una qualunque posizione del carico. Con questa ipotesi un carico distribuito con una legge qualsiasi su una trave si ripartisce tra le altre travi mantenendo inalterata la propria forma ma con una intensità proporzionale al coefficiente di ripartizione.

Infatti sotto ogni carico elementare pdx immaginiamo un trasverso che lo ripartisce fra le varie travi secondo i coefficienti r visti.

In particolare un carico uniformemente ripartito applicato ad una trave sarà tale anche per le travi non direttamente caricate (figura 6.12).

L'apparente grossolanità di questa ipotesi trova giustificazione nel buon accordo con i dati sperimentali. Ciò si può spiegare in parte con la presenza della soletta che agisce trasversalmente come una serie di trasversi accostati, se pur di rigidità limitata, ed in parte con l'esiguità delle correzioni da apportare, indicate nel seguito.

6.3.3.5 - Il metodo di Engesser

In questo caso si rimuove l'ipotesi del numero infinito di trasversi, ferme restando le altre (rigidezze torsionali nulle e rigidità flessionale dei trasversi infinita) [5].

Il metodo si basa sul principio di sovrapposizione degli effetti, immaginando dapprima dei sostegni provvisori in corrispondenza dei nodi. In questa fase ciascuna trave si comporta indipendentemente dalle altre quale trave continua su appoggi fissi. Calcolate le reazioni su questi appoggi si tolgono i sostegni, cioè si applicano le reazioni trovate cambiate di segno.

Poiché ora le forze esterne agiscono in corrispondenza dei trasversi, esse verranno ripartite tra le varie travi secondo i coefficienti di ripartizione visti.

Lo stato di sollecitazione effettivo nel graticcio sarà la somma di quelli trovati nella 1^a e 2^a fase.

A titolo di esempio si riportano i diagrammi dei momenti flettenti nelle travi per lo stesso caso visto in figura 6.12 qualora si abbiano due soli trasversi (figura 6.13).

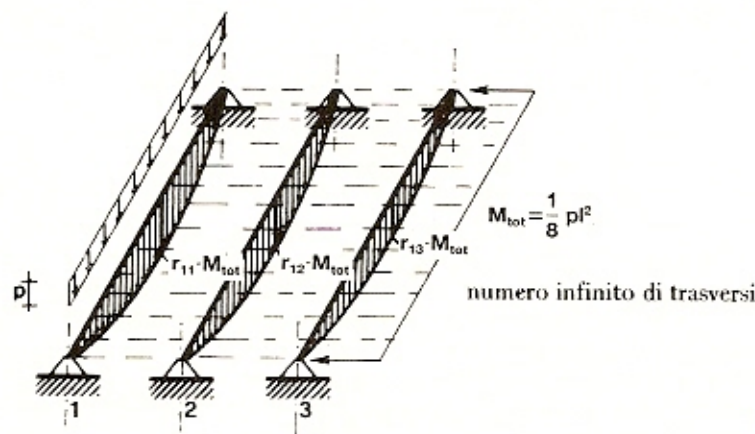


Fig. 6.12

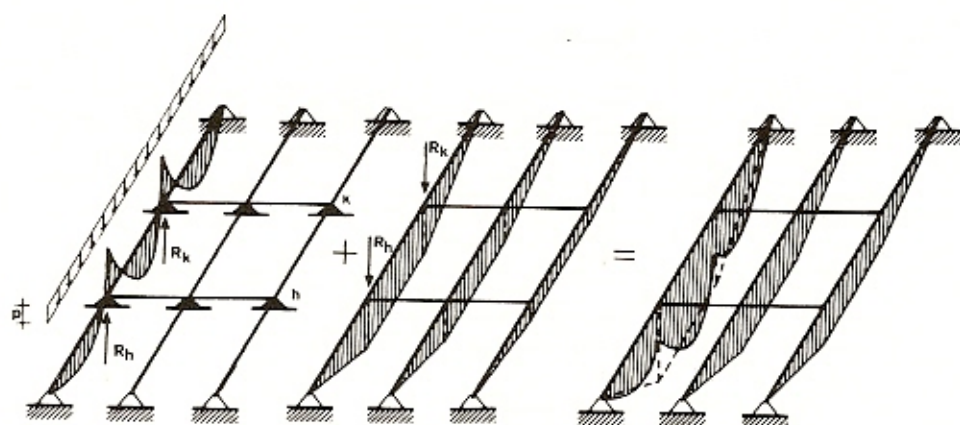


Fig. 6.13

Fase 1ª - sollecitazioni (M)
nel graticcio con puntelli
provvisori

Fase 2ª - sollecitazioni (M)
nel graticcio con carichi
nodali

Sollecitazioni (M)
risultanti

In questo caso, come appare logico, i diagrammi dei momenti hanno una forma diversa a secondo che si consideri la trave direttamente caricata o le altre.

Comunque già con 3 trasversi intermedi le sollecitazioni di flessione calcolate nella fase 1ª sono trascurabili rispetto a quelle calcolate nella fase 2ª, cosicché è lecito tornare all'ipotesi di infiniti trasversi.

Ciò non è altrettanto vero nel caso degli sforzi taglianti per i quali può essere necessario seguire il metodo ora descritto.

6.3.3.6 - Le sollecitazioni nei trasversi

Noti i coefficienti di ripartizione trasversale è facile determinare le sollecitazioni provocate dal carico accidentale in una data sezione di un trasverso.

A titolo di esempio si determina la superficie di influenza del momento flettente nella sezione S di figura 6.14. Si supponga dapprima che il carico si muova sul trasverso h contenente S. Per una generica posizione del carico unitario si calcolano i coefficienti di ripartizione e quindi il momento in S del tipo:

$$M_s = \sum r_i \cdot y_i - 1 \cdot y_p$$

I valori numerici si ricavano facilmente e nel caso di quattro travi sono quelli riportati in figura.

Si noti la rettilinearità dei tratti costituenti il diagramma: ciò era prevedibile pensando di applicare il teorema di Land al trasverso infinitamente rigido.

Se invece il carico si muove sulla generica trave i si può procedere come visto nel metodo di Engesser, cioè immaginando dapprima i nodi impediti di spostarsi verticalmente. Nascerà allora nel generico nodo ih una reazione verticale $R_{i,h}$, che dipende dalla posizione del carico sulla trave i. In questa fase non nascono sollecitazioni in S.

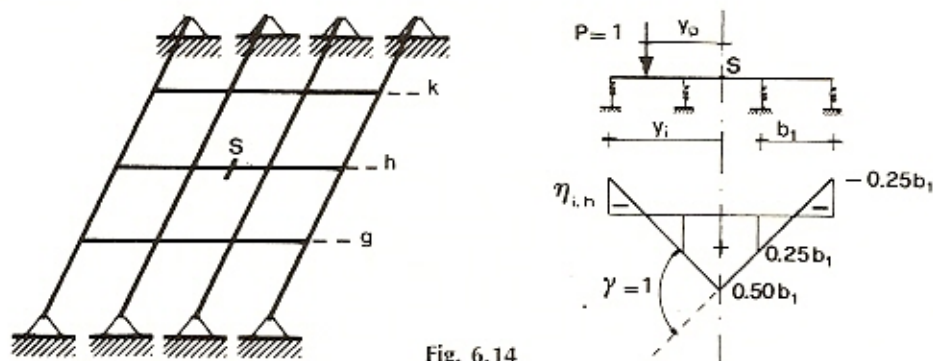


Fig. 6.14

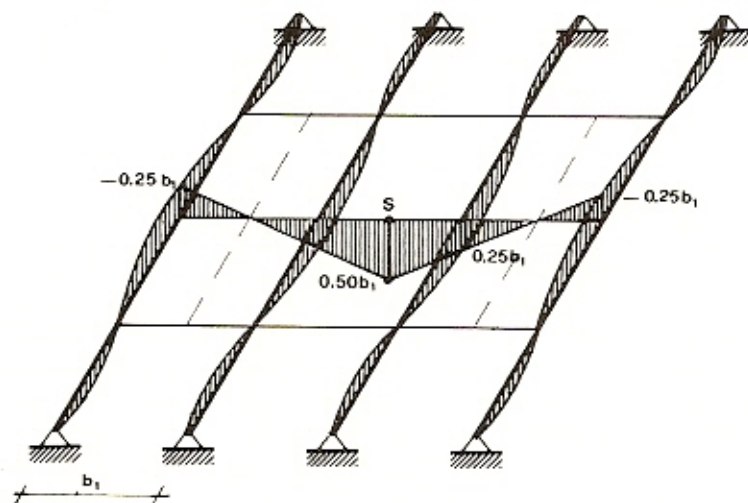


Fig. 6.15

Tolti i vincoli provvisori, cioè applicate le R_i cambiate di segno, in S nascerà un momento pari a:

$$M_S = \eta_{i,h} \cdot R_{i,h}$$

avendo indicato con $\eta_{i,h}$ il valore della linea di influenza del momento in S per $P = 1$ agente sul nodo ih (v. figura 6.14).

Basterà quindi definire l'andamento di $R_{i,h}$ per diverse posizioni del carico, cioè in pratica costruire la linea di influenza della reazione di una trave continua su appoggi fissi, e poi moltiplicarne tutte le ordinate per la costante $\eta_{i,h}$ ($-0,25 b_1$ nell'esempio in figura).

La vista assonometrica di figura 6.15 riporta qualitativamente la superficie di influenza per il momento in S , nel caso del graticcio di figura 6.14.

Si noti come le ordinate siano nulle in corrispondenza degli altri trasversi che, come detto, non si influenzano a vicenda.

6.4 - IL METODO DI GUYON - MASSONNET - BARES

6.4.1 - Ipotesi

In questo caso si segue la via opposta di quella vista al paragrafo precedente: l'impalcato viene assimilato ad una piastra equivalente, quindi ad una struttura continua anziché discreta.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, ed infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro [2], che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista.

Il metodo non fa nessuna ipotesi sulle rigidità flessionali e torsionali delle travi e dei trasversi e quindi è utile nel caso di ponti molto larghi rispetto alla luce, oppure quando si hanno nervature dotate di una certa rigidità torsionale; tutti casi questi in cui non è lecito applicare il metodo di Courbon.

Le ipotesi che si fanno sono due:

- il graticcio effettivo può essere sostituito con uno a maglie infinitesime avente le stesse rigidità medie flessionali e torsionali;
- è possibile effettuare l'analisi armonica ⁽¹⁾ della struttura in direzione x (longitudinale), la qual cosa presuppone che il graticcio sia semplicemente appoggiato alle estremità (v. figura 6.16).

La prima ipotesi porta ad approssimazioni accettabili se il numero dei trasversi è sufficientemente elevato (maggiore od eguale a 3) ed il carico è ripartito. Volendo una maggiore accuratezza si possono calcolare le sollecitazioni locali che nascono nella trave direttamente caricata, supposta dapprima su appoggi fissi, e poi applicare i carichi nodali al graticcio.

⁽¹⁾ Per una trave vincolata in modo generico e sottoposta ad un carico $p(x)$ qualsiasi, la deformata $w(x)$ è una funzione incognita la cui forma è sempre diversa da quella del carico. Ciò vuol dire anche che il rapporto

$$p(x)/w(x)$$

varia da punto a punto della trave.

Solo nel caso di trave semplicemente appoggiata, soggetta ad un carico sinusoidale, la forma del carico coincide con quella della deformata ed il rapporto

$$p_n \sin \frac{n \pi x}{l} / w_n \sin \frac{n \pi x}{l} = p_n / w_n$$

è indipendente da x .

In questo caso si fa l'analisi armonica della struttura e si hanno notevoli semplificazioni di calcolo in quanto non si cerca più una funzione incognita (la $w(x)$), ma una singola incognita (w_n).

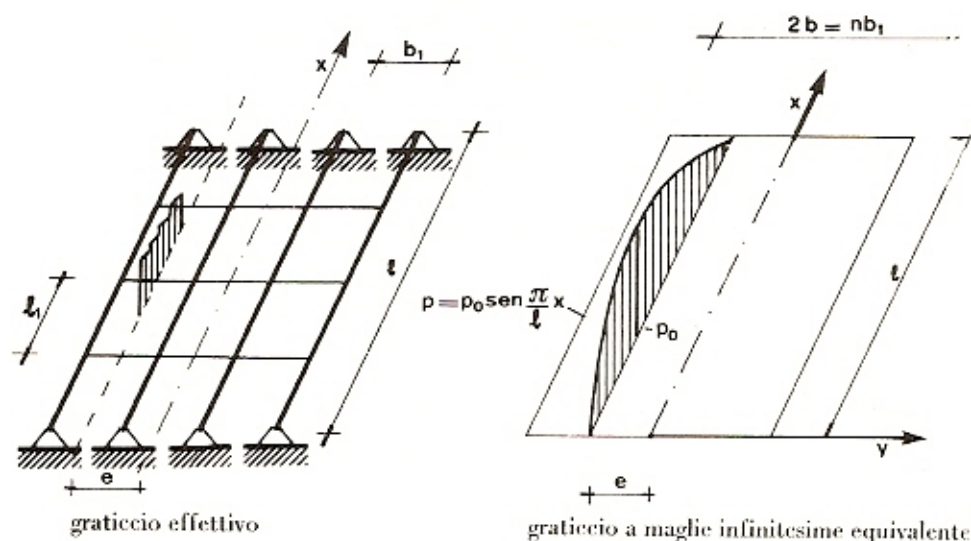


Fig. 6.16

La seconda ipotesi è vera per ponti a semplice travata. Nel caso di travi continue il metodo può essere ancora utilizzato con sufficiente approssimazione considerando una luce ideale pari a $\approx 0,7 l_{\text{effettiva}}$ (distanza dei punti di flesso in una trave continua con carico uniforme).

Se indichiamo con

J_t, J_s i momenti di inerzia delle travi e dei trasversi;

K_t, K_s le costanti di torsione alla St. Venant delle travi e dei trasversi ⁽¹⁾;

le caratteristiche del graticcio equivalente varranno:

⁽¹⁾ Si rammenta che la costante di torsione nel caso di sezione rettangolare di base b ed altezza h vale:

$$K = 3 b^3 h^3 / 10 (b^2 + h^2) \quad (6.16)$$

che nel caso di rettangolo molto snello ($h > 5b$) vale

$$K = hb^3/3 \quad (6.17)$$

Nel caso di sezioni di tipo "aperto", quali doppio T o simili, K si può ottenere come somma delle costanti di torsione relative ai rettangoli elementari in cui si può scomporre la sezione data.

Nel caso infine di sezioni chiuse con pareti sufficientemente sottili vale la teoria di Bredt per cui (figura 6.17):

$$K = \frac{4 A^2}{\sum \frac{s_i}{t_i}} \quad (6.18)$$

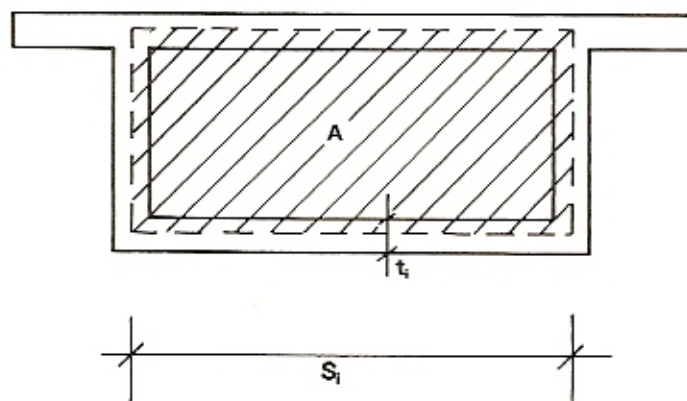


Fig. 6.17

$$\begin{aligned} D_x &= E I_y / b_1 & C_{xy} &= G K_y / b_1 \\ D_y &= E I_x / l_1 & C_{xy} &= G K_x / l_1 \end{aligned} \quad (6.15)$$

Gli Autori consigliano di considerare una larghezza convenzionale $2b = n b_1$ (n = numero delle travi) che peraltro in molti casi è prossima a quella effettiva essendo in genere lo sbalzo della soletta circa la metà dell'interasse delle travi.

6.4.2 - Cenni di teoria

Una volta ridotto il grigliato ad un sistema continuo, il procedimento di calcolo è identico a quello che si segue per le piastre ortotrope e l'equazione della deformata cui si perviene è formalmente identica a quella di Huber vista nel capitolo 5.

Nel caso di grigliato a maglie infinitesime però, non avendosi la continuità fisica del materiale, non vale il principio di reciprocità delle τ .

Ciò significa in generale che i momenti torcenti agenti in un punto secondo due direzioni ortogonali tra loro non sono necessariamente eguali, cioè

$$m_{xy} \neq m_{yx}$$

Sempre per lo stesso motivo risulta inoltre

$$\nu_x = \nu_y = 0$$

La risoluzione dell'equazione della piastra, cioè la determinazione della funzione $w(x,y)$ è in generale complessa; l'aver ipotizzato il graticcio semplicemente appoggiato alle estremità consente però l'analisi armonica in direzione x .

Ciò significa che la funzione incognita $w(x,y)$ è il prodotto di due funzioni ad una sola incognita:

$$w(x,y) = w(y) \sin \pi x / l \quad (6.19)$$

essendo $w(y)$ la deformata trasversale in mezzzeria della piastra (figura 6.18).

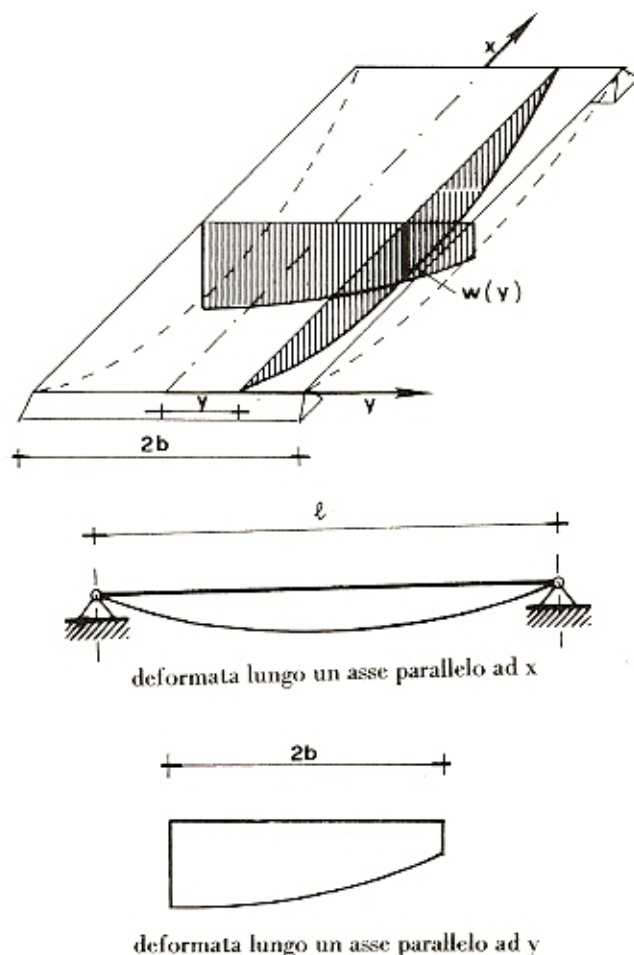


Fig. 6.18

Se ora si suppone di ripartire il carico uniformemente su tutta la larghezza della piastra, cioè se si considera il carico cilindrico di figura 6.19 anche la deformata sarà cilindrica, cioè indipendente da y e si avrà

$$w(x) = \bar{w} \sin \pi x / l \quad (6.20)$$

È facile vedere che il rapporto

$$K = w(y) / \bar{w} \quad (6.21)$$

tra la (6.19) e la (6.20), e cioè tra la deformata in un punto per effetto del carico lineare e quella che si avrebbe nello stesso punto se si ripartisse detto carico su tutta la larghezza del ponte, è il "coefficiente di maggiorazione del valore medio" definito dalla (6.4).

Infatti si ha:
per carico lineare

$$m_x = -D_x \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} = \frac{\pi^2}{l^2} D_x w(y) \sin \frac{\pi x}{l} \quad (6.22)$$

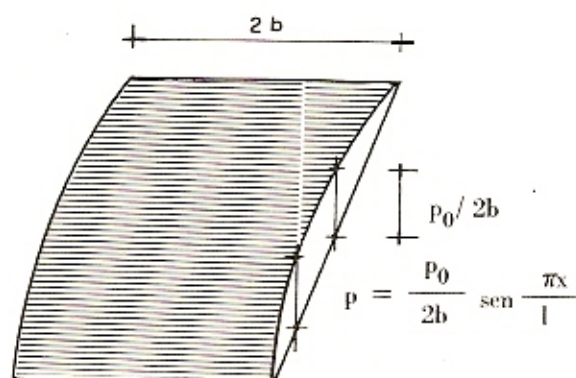


Fig. 6.19

per carico uniforme

$$\bar{m}_x = -D_y \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} = \frac{\pi^2}{l^2} D_x \bar{w} \sin \frac{\pi x}{l}$$

cioè:

$$\frac{m_x}{\bar{m}_x} = \frac{w(y)}{\bar{w}} = K \quad (6.23)$$

Quindi K è anche il rapporto tra i momenti flettenti, in una trave longitudinale, dovuti al carico lineare eccentrico e quelli dovuti allo stesso carico ripartito su tutta la larghezza del ponte.

6.4.3 - L'uso delle tabelle

La diffusione del metodo di calcolo in esame è dovuta alla disponibilità di un gran numero di tabelle che forniscono, oltre al coefficiente K visto, anche altri coefficienti per il calcolo dei momenti torcenti e delle sollecitazioni nei trasversi.

Questi coefficienti sono dati in funzione dei seguenti parametri (figura 6.20):

- eccentricità relativa e/b del carico
- eccentricità relativa y/b della trave o della sezione del trasverso in cui si calcolano le sollecitazioni
- geometria e rigidezze del graticcio.

Per definire completamente queste ultime, cioè per descrivere il graticcio, gli Autori dimostrano che sono sufficienti due parametri:

- parametro di deformabilità trasversale

$$\theta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{D_x}{D_y}} \quad (6.24)$$

- parametro di torsione (già definito nel capitolo 5)

$$\alpha = \frac{H}{\sqrt{D_x D_y}} \quad (6.25)$$

La (6.24) conferma quanto detto in 6.3.3 a proposito del parametro di Homberg, e cioè che è predominante l'influenza delle dimensioni in pianta del ponte, b/l , rispetto al rapporto delle rigidezze D_x/D_y che compare sotto radice quarta. Si noti ancora come il metodo di Courbon sia un caso particolare di quello in esame qualora si abbia

$$\theta = \alpha = 0$$

Il parametro di torsione α è compreso tra 0 ed 1, valori questi che corrispondono a rigidezza torsionale nulla ($H=0$) ovvero pari a quella di una piastra isotropa ($H=D_x=D_y$).

Da quanto detto risulta che le tabelle dovrebbero essere a quattro entrate (e, y, α, θ); peraltro gli Autori hanno trovato che è sufficiente fornire i coefficienti per $\alpha=0$ ed $\alpha=1$ potendosi accettare per valori intermedi di α una legge di interpolazione semiempirica del tipo:

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{1/2} \quad (6.26)$$

avendo indicato con K_0 e K_1 i valori del coefficiente cercato per $\alpha=0$ e $\alpha=1$.

I coefficienti forniti sono i seguenti:

a) **Coefficienti K per il calcolo dei momenti flettenti nelle travi**, di cui si è già parlato.

b) **Coefficienti μ per il calcolo dei momenti flettenti nei trasversi**

Nella sezione 5 di eccentricità y di un trasverso situato alla distanza $\bar{x}$ dall'appoggio il momento vale (figura 6.20):

$$m_y = \mu(e, y) p_0 b \sin \pi x / l \quad (6.27)$$

Il momento flettente espresso dalla (6.27) è quello per unità di lunghezza nel graticcio ideale.

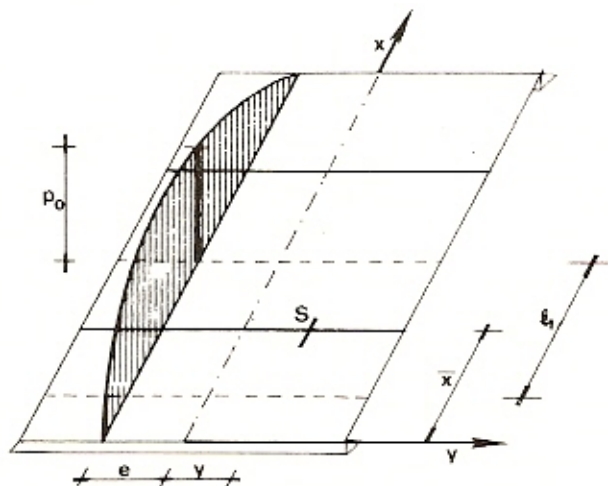


Fig. 6.20

Poiché però nella realtà i trasversi hanno interasse l_1 , ciascun trasverso dovrà assorbire tutto il momento che compete alla fascia che lo riguarda, e cioè:

$$\bar{M} = \int_{\bar{x}-l_1/2}^{\bar{x}+l_1/2} M(x,y) dx = \mu \cdot p_0 \cdot b \cdot \int_{\bar{x}-l_1/2}^{\bar{x}+l_1/2} \sin \frac{\pi x}{l} dx \quad (6.28)$$

Nella pratica sarà sufficiente riferirsi al valore medio, cioè porre:

$$\bar{M} = \mu \cdot p_0 \cdot b \cdot \sin \frac{\pi \bar{x}}{l} \cdot l_1 \quad (6.29)$$

c) Coefficienti τ per il calcolo dei momenti torcenti

I momenti torcenti per unità di larghezza nelle due direzioni sono espressi in funzione del coefficiente adimensionale τ secondo le formule:

$$\begin{aligned} m_{xy} &= \frac{C_{xy}}{H} \cdot \tau \cdot \frac{l}{\pi} p_0 \cos \frac{\pi x}{l} \\ m_{yx} &= \frac{C_{yx}}{H} \cdot \tau \cdot \frac{l}{\pi} p_0 \cos \frac{\pi x}{l} \end{aligned} \quad (6.30)$$

In questo caso, poiché ovviamente risulta $\tau_0 = 0$, la formula di interpolazione (6.26) assume la forma semplice:

$$\tau_\alpha = \tau_1 \sqrt{\alpha} \quad (6.31)$$

Anche in questo caso i momenti torcenti effettivamente agenti sulle travi e sui trasversi si ottengono integrando le (6.30) sull'interasse effettivo b_1 ed l_1 come visto per μ .

d) Coefficienti ν per il calcolo degli sforzi di taglio nei trasversi

Detto Q_y lo sforzo di taglio nel senso y per unità di lunghezza si ha:

$$Q_y = \nu p_0 \sin \frac{\pi x}{l} \quad (6.32)$$

potendosi accettare per ν la formula di interpolazione (6.26).

Sui bordi $y = \pm b$ il taglio $\bar{Q}_y$ ha un valore diverso da quello che si ricava dalla (6.32), in quanto, come è noto dalla teoria delle piastre (vedi ad esempio [3]), sui bordi si hanno sforzi di taglio supplementari causati dalla torsione.

Per il calcolo di $\bar{Q}$ pertanto gli Autori forniscono dei coefficienti $\bar{\nu}$, diversi dai precedenti, da impiegarsi per le sezioni di estremità dei trasversi.

e) Coefficienti ϵ per il calcolo degli sforzi di taglio nelle travi

Anche gli sforzi di taglio e le reazioni nelle travi longitudinali possono calcolarsi con l'ausilio di coefficienti simili a quelli già visti.

Peraltro per costruzioni non troppo grandi o non troppo caricate è sufficiente calcolare questi sforzi applicando alla trave in esame il carico:

$$p = K \bar{p} \quad (6.33)$$

già impiegato per la determinazione dei momenti flettenti.

6.4.4 - Osservazioni

a) Nel calcolo della rigidezza torsionale delle travi e dei trasversi va tenuto presente che nella realtà fisica non si hanno i tagli ideali nella soletta che sono serviti per ridurre l'impalcato ad un graticcio.

Questi tagli porterebbero a sopravvalutare il contributo della soletta alla rigidezza torsionale delle travi e dei trasversi, come risulta dalla figura 6.21 in cui sono evidenziate le tensioni tangenziali che si avrebbero se la soletta fosse effettivamente discontinua.

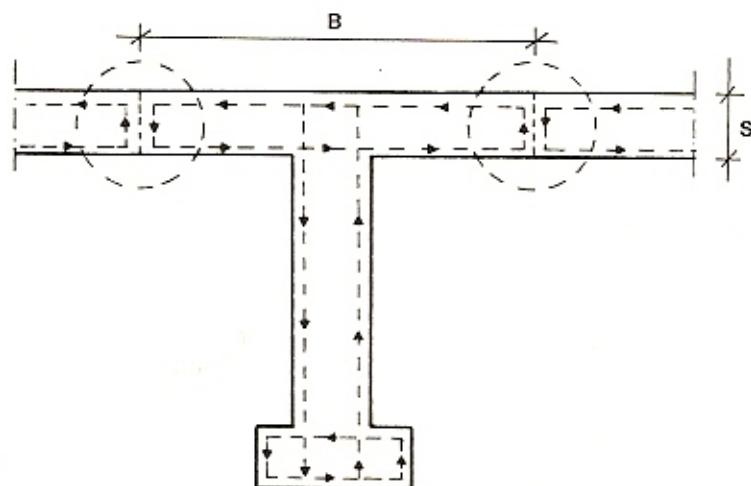


Fig. 6.21

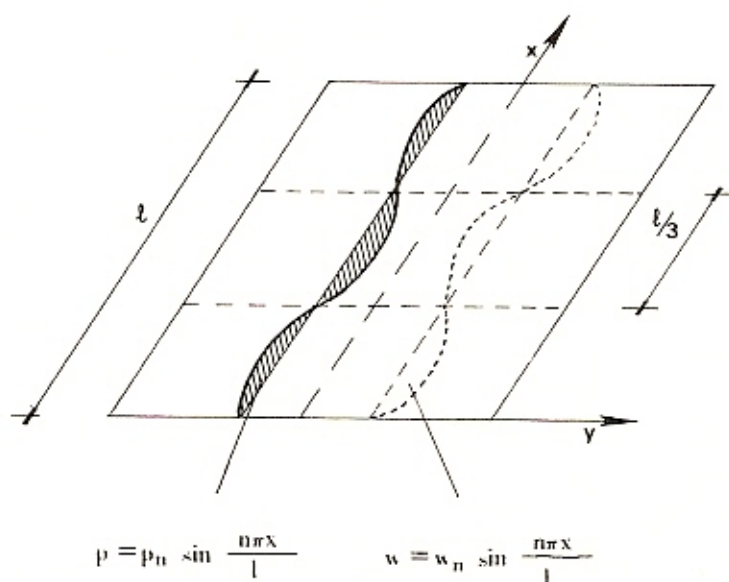


Fig. 6.22

Come è noto queste r contribuiscono per il 50% alla rigidezza torsionale della soletta il cui contributo, quindi, dovrà essere valutato pari a:

$$1/6 B s^3 \text{ (con } s \ll B)$$

b) Molto spesso, per un calcolo approssimato delle travi, non è necessario sviluppare il carico in serie di seni ma è sufficiente assumere come valido, per il carico effettivo, il valore di K fornito dalle tabelle.

Ciò non è altrettanto vero per il calcolo dei momenti torcenti e delle sollecitazioni nei trasversi, per cui è necessario sviluppare il carico effettivo in serie di Fourier.

In questo caso si tenga presente che per la n -esima armonica la travata si flette su una luce l/n (figura 6.22) e quindi va variato il parametro di deformabilità trasversale che diviene:

$$\theta_n = n \theta \quad (6.34)$$

6.4.5 - Esempio

Viene risolta la travata in c.a.p. delle dimensioni in figura 6.23, applicando i metodi descritti nei paragrafi precedenti e con il metodo agli elementi finiti.

Dati:

$$J_l = 1,3469 \text{ m}^4 \quad K_l = 0,0833 \text{ m}^4$$

$$J_t = 0,1672 \text{ m}^4 \quad K_t = \approx 0$$

$$G = E/2,2 \text{ (per } \nu = 0,1)$$

a) Risoluzione col metodo di Guyon, Massonnet

Calcolo dei parametri del graticcio equivalente (6.15):

$$D_x = \frac{1,3469}{3,76} \cdot E = 0,358 E$$

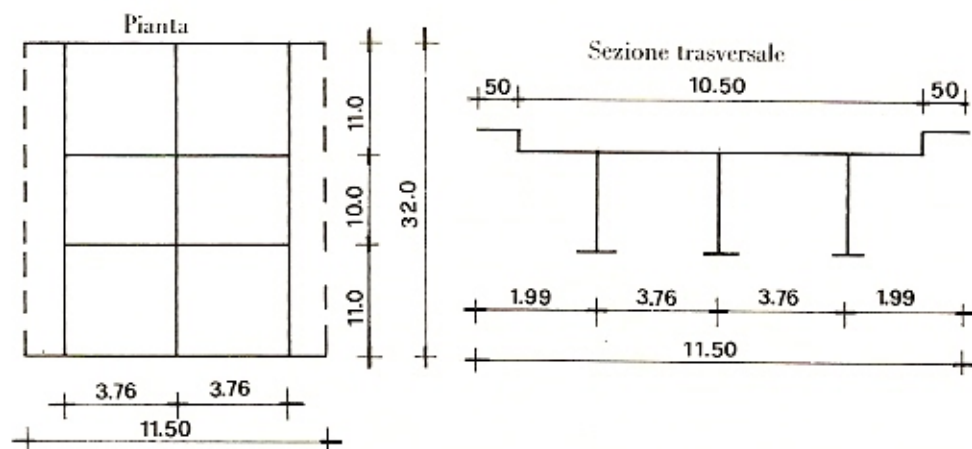


Fig. 6.23

$$D_y = \frac{0,1672}{10,50} \cdot E = 0,0159 E$$

$$C_{xy} = \frac{0,0833}{3,76} \cdot G = 0,0100 E \quad C_{yx} = 0$$

$$H = \frac{1}{2} (0,0100 + 0) E = 0,0050 E$$

Larghezza teorica $2b = 3 \cdot 3,76 = 11,28 \text{ m}$

Parametri del graticcio (6.24) e (6.25):

$$\theta = \frac{5,64}{32,00} \frac{(0,358)^{3/4}}{0,0159} = 0,384 \approx 0,40$$

$$\alpha = \frac{0,0050}{(0,358 \cdot 0,0159)^{1/2}} = 0,07$$

Calcolo dei carichi equivalenti sulle travi

Il calcolo viene condotto per una stesa di carico con un ingombro di 3,50 m disposto in corrispondenza della trave 1, di bordo (figura 6.24), per la quale si avranno le sollecitazioni massime. La natura del procedimento non cambia se si assume come carico l'attuale q_{1A} delle Norme Italiane e se in più si aggiungono le stese di carico adiacenti.

Trave 1:

eccentricità relativa della nervatura

$$y/b = 3,76/5,64 = 0,667$$

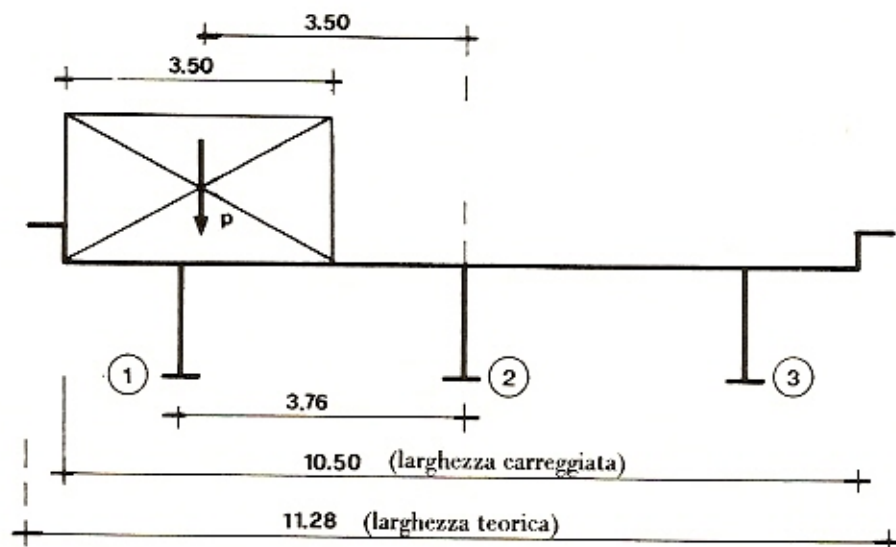


Fig. 6.24

Tabella 6.1

$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\theta = 0,40 \quad K_0$									
0	+0.8273	+0.9225	+1.0129	+1.0851	+1.1160	+1.0851	+1.0129	+0.9225	+0.8273
b/4	+0.1337	+0.3800	+0.6250	+0.8637	+1.0851	+1.2696	+1.4005	+1.5005	+1.5916
b/2	-0.5106	-0.1350	+0.2426	+0.6250	+1.0129	+1.4005	+1.7725	+2.1128	+2.4400
3b/4	-1.1286	-0.6344	-0.1350	+0.3800	+0.9225	+1.5005	+2.1128	+2.7438	+3.3702
b	-1.7381	-1.1286	-0.5106	+0.1337	+0.8273	+1.9516	+2.4400	+3.3702	+4.3560
K_1									
0	+0.9220	+0.9613	+1.0030	+1.0414	+1.0601	+1.0414	+1.0030	+0.9613	+0.9220
b/4	+0.7862	+0.8420	+0.9043	+0.9733	+1.0414	+1.0914	+1.1051	+1.0994	+1.0893
b/2	+0.6778	+0.7429	+0.8171	+0.9043	+1.0030	+1.1051	+1.1931	+1.2489	+1.2893
3b/4	+0.5903	+0.6613	+0.7429	+0.8420	+0.9613	+1.0994	+1.2489	+1.3940	+1.5188
b	+0.5148	+0.5903	+0.6778	+0.7862	+0.9220	+1.0893	+1.2893	+1.5188	+1.7680

eccentricità relativa del carico

$$e/b = 3,50/5,64 = 0,620$$

Dalle tabelle di K per $\theta = 0,40$ (tabella 6.1), si trae interpolando linearmente per i valori di y ed e trovati:

$$K_0 = 2,256$$

$$K_1 = 1,286$$

e quindi (6.26):

$$K_\alpha = 2,256 + (1,286 - 2,256) \sqrt{0,07} = 2,00$$

La trave 1, sotto il carico, assorbirà pertanto una frazione di questo pari a:

$$p_1 = K \bar{p} = 2,0 \cdot p/3 = 0,667 p$$

mentre trascurando le rigidità torsionali si sarebbe ottenuto ($\alpha = 0$)

$$p_1 = K_0 \cdot \bar{p} = 2,256/3 \cdot p = 0,752 \cdot p$$

Analogamente si procede per le altre nervature.

Trave 2:

$$y/b = 0$$

$$e/b = 3,50/5,64 = 0,62$$

$$K_0 = 0,970$$

$$K_1 = 0,983$$

$$K_\alpha = 0,970 + (0,983 - 0,970) \cdot \sqrt{0,07} = 0,973$$

$$p_2 = K \cdot \bar{p} = 0,973 \cdot p/3 = 0,324 \cdot p$$

e per $\alpha = 0$

$$p_2 = K_0 \cdot \bar{p} = 0,970 \cdot p/3 = 0,323 \cdot p$$

Trave 3:

$$y/b = -3,76/5,64 = 0,667$$

$$e/b = 3,50/5,64 = 0,62$$

$$K_0 = -0,2299$$

$$K_1 = 0,7295$$

$$K_\alpha = -0,2299 + (0,7295 + 0,2299) \cdot \sqrt{0,07} = 0,0239$$

$$p_3 = K \cdot \bar{p} = 0,0239 \cdot p/3 = 0,008 \cdot p$$

e per $\alpha = 0$

$$p_3 = K_0 \cdot p/3 = -0,2299 \cdot p/3 = 0,077 \cdot p$$

Calcolo delle sollecitazioni max nei trasversi

Per il calcolo del massimo momento positivo la posizione più sfavorevole del carico è quando esso sia in asse al ponte, figura 6.25, dalla quale si ricava:

eccentricità relativa della sezione di verifica $y = 0$

» » del carico » $e = 0$

Dalle tabelle μ per $\theta = 0,40$ (primo termine dello sviluppo in serie del carico), si trae (tabella 6.2):

$$\mu_0 = 0,237$$

$$\mu_1 = 0,156$$

e quindi $\mu_\alpha = 0,237 - (0,237 - 0,156) \cdot \sqrt{0,07} = 0,126$

Il momento in mezzeria di un trasverso ideale, posto alla distanza di 11,0 m dall'appoggio, provocato dal 1° termine dello sviluppo in serie del carico p

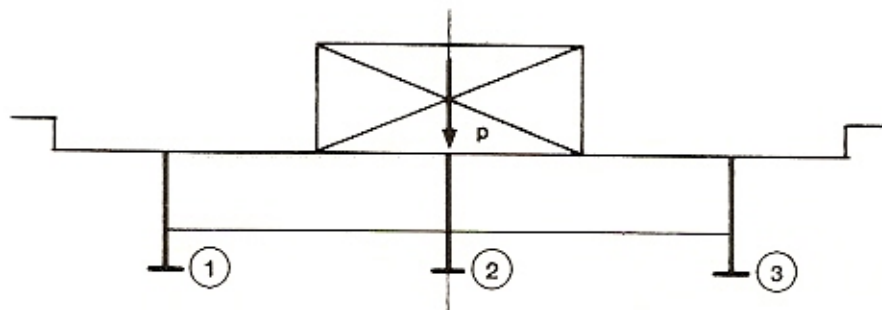


Fig. 6.25

Tabella 6.2

$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\vartheta=0,40 \quad \mu_0 \cdot 10^4$									
0	-2291,58	-1160,92	-19,99	+1150,91	+2371,62	+1150,91	-19,99	-1160,92	-2291,58
b/4	-1583,42	-889,88	-189,03	+533,81	+1295,13	+2106,14	+465,58	-1142,73	-2739,37
b/2	-832,20	-499,36	-162,60	+186,18	+556,65	+956,61	+1388,43	-654,73	-2687,57
3b/4	-239,86	-150,62	-60,23	+33,72	+134,24	+243,96	+364,25	+494,02	-1871,12
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\mu_1 \cdot 10^4$									
0	-1016,48	-616,52	-131,42	+546,21	+1563,32	+546,21	-131,42	-616,52	-1016,48
b/4	-884,18	-660,13	-386,57	+1,69	+596,48	+1530,71	+416,12	-390,73	-1059,01
b/2	-678,82	-568,18	-431,70	-233,31	+79,66	+584,96	+1397,86	+106,20	-967,12
3b/4	-393,82	-353,78	-303,53	-227,65	-102,61	+107,16	+455,09	+1021,08	-658,96
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

supposto uniformemente ripartito sulla luce, vale

$$m_y = 0,216 \cdot \left(\frac{4}{\pi} \cdot p \right) \cdot 5,64 \cdot \sin \frac{\pi \cdot 11,0}{32,0} = 1,368 \cdot p \left(\frac{\text{KN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right)$$

Tenuto conto dell'interasse effettivo dei trasversi pari a m 10,50 applicando la formula approssimata (6.29), si ha il momento per le verifiche:

$$\bar{m} = 1,368 \cdot p \cdot 10,50 = 14,4 \cdot p (\text{KN} \cdot \text{m})$$

Volendo una maggiore precisione si dovrebbero considerare anche altri termini dello sviluppo in serie del carico. Per esempio per il 3° termine (il 2° manca trattandosi di un carico uniformemente ripartito e quindi simmetrico) si dovrebbe ripetere il calcolo per:

$$\theta_3 = 3\theta_1 = 1,20 \quad (\alpha \text{ invariato})$$

$$p_3 = \frac{4}{3\pi} \cdot p = \frac{1}{3} p_1$$

cercando i nuovi valori K_0 e K_1 per le travi e di μ_0 e μ_1 per i trasversi.

b) Risoluzione col metodo di Courbon

Calcolo dei carichi equivalenti sulle travi.

Trave 1:

eccentricità del carico

$$y_p = 3,50 \text{ m}$$

eccentricità della nervatura:

$$y_i = 3,76 \text{ m}$$

coefficiente di ripartizione (6.12):

$$r_{1, 3,50} = 1/3 + \frac{3,50 \cdot 3,76}{2 \cdot 3,76^2} = 0,799$$

$$p_1 = r \cdot p = 0,799 \cdot p$$

Trave 2:

$$y_p = 3,50 \text{ m}$$

$$y_i = 0 \text{ m}$$

$$r_{2, 3,50} = 1/3 = 0,333$$

$$p_2 = r \cdot p = 0,333 \cdot p$$

Trave 3:

$$y_p = 3,50 \text{ m}$$

$$y_i = - 3,76 \text{ m}$$

$$r_{3, 3,50} = 1/3 - \frac{3,50 \cdot 3,76}{2 \cdot 3,76^2} = - 0,132$$

$$p_3 = 0,132 \cdot p$$

c) Risoluzione col metodo di Engesser

Fase 1^a

Si ricavano i carichi nodali da applicare sul graticcio.

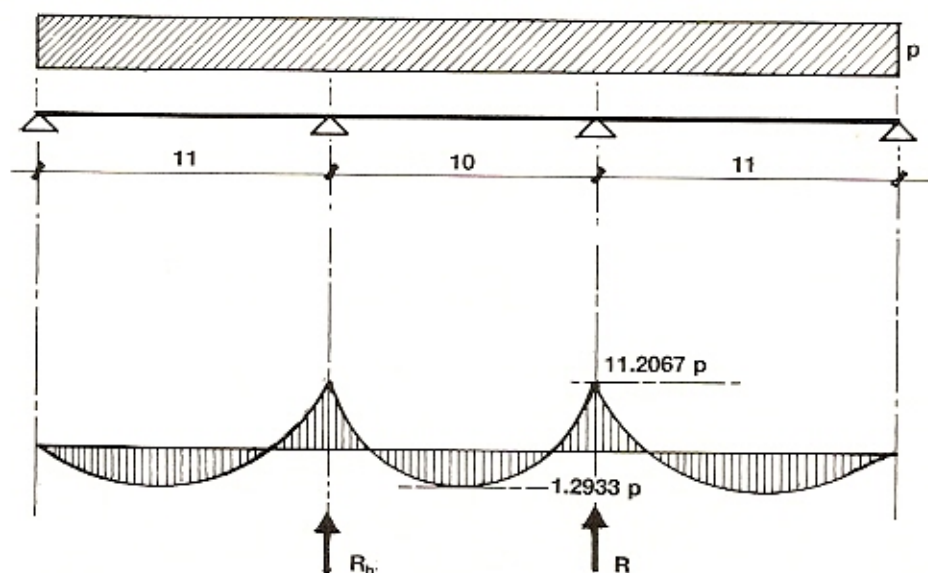


Fig. 6.26

Il carico p di figura 6.24 viene ripartito tra le travi 1 e 2 nell'ipotesi di infiniti trasversi semplicemente appoggiati su queste due travi. Pertanto il carico su ciascuna trave vale:

$$p_1 = p \cdot \frac{3,50}{3,76} = p \cdot 0,93085 \text{ KN/m}$$

$$p_2 = p \cdot \frac{3,76 - 3,50}{3,76} = p \cdot 0,06915 \text{ KN/m}$$

Risolvendo la trave continua di figura 6.26, con gli appoggi provvisori h e k , si trovano i carichi nodali R_h e R_k :

$$R_{1h} = R_{1k} = 10,722 \cdot p; \quad R_{2h} = R_{2k} = 0,796 \cdot p$$

Fase 2ª

I carichi nodali R_h e R_k vengono ripartiti tra le tre travi, nell'ipotesi di trasversi rigidi.

Calcolo coefficienti di ripartizione per R_{1h} e R_{1k} :

$$r_{1, 3,76} = 1/3 + \frac{3,76^2}{2 \cdot 3,76^2} = 1/3 + 1/2 = 2 + 3/6 = 5/6$$

$$r_{2, 3,76} = 1/3 = 0 = 0,333$$

$$r_{3, 3,76} = 1/3 - \frac{3,76^2}{2 \cdot 3,76^2} = 1/3 - 1/2 = 2 - 3/6 = -1/6 = -0,1667$$

Per R_{2h} e R_{2k} si ha $r_1 = r_2 = r_3 = 0,333$

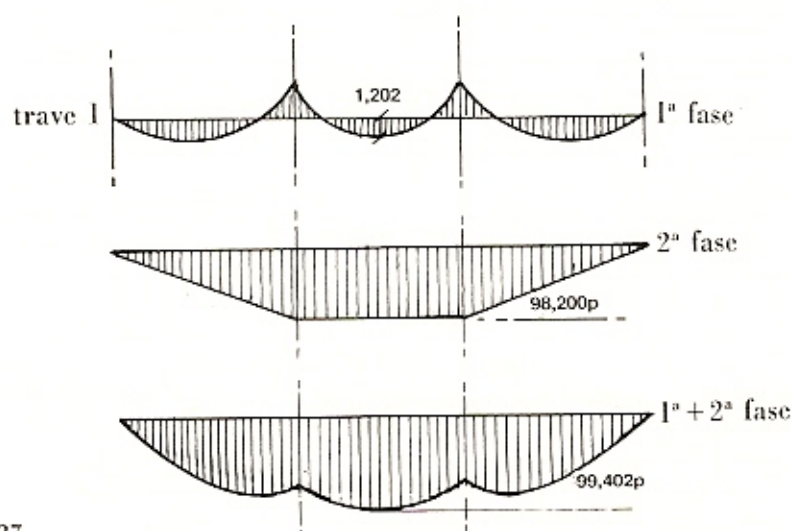


Fig. 6.27

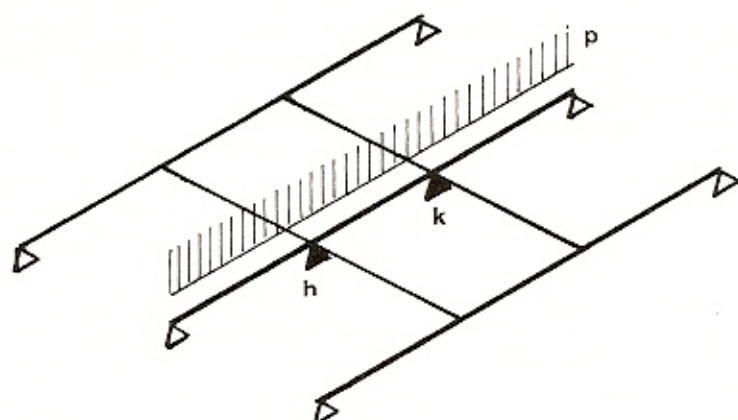


Fig. 6.28

Nella figura 6.27 sono riportate, per la trave 1, le sollecitazioni di flessione risultanti, dovute alle due fasi.

I carichi ripartiti equivalenti che provocano sulle travi 1, 2, e 3, nella configurazione di trave appoggiata, lo stesso momento max ottenuto con Engesser, valgono:

$$p_1^* = 0,776 p$$

$$p_2^* = 0,354 p$$

$$p_3^* = -0,130 p$$

Con questo metodo è possibile anche calcolare le sollecitazioni nei trasversi.

Il massimo momento positivo in essi si ha per carico sulla trave centrale (figura 6.28).

Nella 1^a fase le reazioni nei nodi provvisori h e k valgono:

$$R_h = R_k = 11,51879 \cdot p$$

R_h ed R_k cambiate di segno vengono disposte sui trasversi rigidi. In questa fase nasce un momento flettente che, nelle sezioni più sollecitate, vale:

$$M_{\max} = 1/3 \cdot R_a \cdot 3,76 = 14,437 p$$

d) Risoluzione con il metodo agli elementi finiti

Il graticcio viene risolto con un programma per P.C. che utilizza elementi finiti di trave.

Le caratteristiche inerziali e meccaniche adottate sono quelle fornite nei dati dell'esempio.

Calcolo dei carichi equivalenti sulle travi (si procede come visto in C).

Dal calcolo automatico otteniamo i massimi momenti flettenti lungo le travi

$$m_{\max,1} = 90,2994 \cdot p \text{ tm}$$

$$m_{\max,2} = 40,9458 \cdot p \text{ tm}$$

$$m_{\max,3} = 3,24530 \cdot p \text{ tm}$$

da questi, procedendo come nel caso c), si risale ai carichi equivalenti per ciascuna trave:

$$p_1 = m_{\max,1} \cdot 8/l^2 = \frac{90,2994 \cdot p \cdot 8}{32^2} = 0,705 p$$

$$p_2 = 0,320 p$$

$$p_3 = -0,025 p$$

Calcolo delle sollecitazioni max nei trasversi

Disponendo il carico lungo la trave 2 (figura 6.25) si trova la massima sollecitazione flettente nei due trasversi di campata

$$M_{\max} = 13,3536 \cdot p \text{ tm}$$

e) Quadro riassuntivo

Si riportano a confronto in forma tabellare (tabella 6.3) i risultati ottenuti con i tre metodi.

Tabella 6.3

	Guyon Massonnet		Courbon	Engesser	E.F.
	$\alpha = 0,07$	$\alpha = 0$			
p_1/p	0,667	0,752	0,799	0,776	0,705
p_2/p	0,324	0,323	0,333	0,354	0,320
p_3/p	0,008	-0,077	-0,132	-0,130	-0,025
$M_{\max}/p$ trav.	14,4	15,8	—	14,4	13,4

6.5 - I GRATICCI OBLIQUI

Le accresciute esigenze delle vie servite hanno reso sempre più frequenti gli impalcati a pianta obliqua, potendosi arrivare a valori dell'obliquità, definita in figura 6.29, anche superiori a 45°.

Il calcolo dei graticci in questi casi va sempre eseguito con metodi automatici, mancando in generale metodi approssimati di calcolo, se non per travi e trasversi privi di rigidità torsionali. In questa ipotesi, infatti, se i trasversi sono di

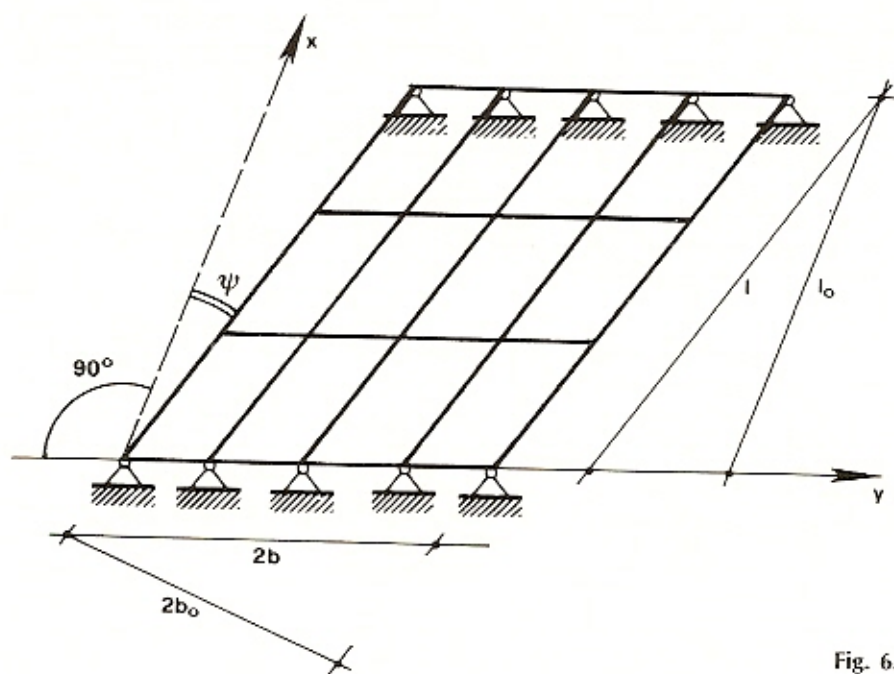


Fig. 6.29

sposti parallelamente agli appoggi, come è il caso di figura, il graticcio può calcolarsi come se fosse retto, applicando i metodi di Courbon o di Engesser per la luce l e la larghezza $2b$.

Qualora si abbiano invece travi o trasversi dotati di una certa rigidità torsionale, la distribuzione degli sforzi nelle aste diviene alquanto diversa rispetto a quella che si avrebbe per una travata simile ma retta, e queste differenze non possono essere trascurate già per obliquità superiori a 20° .

Le principali di queste differenze consistono in:

- Presenza di forti momenti negativi in prossimità degli appoggi (modesti nel caso delle travate rette) particolarmente pericolosi per strutture in c.a.p.
- Diminuzione delle reazioni verticali, che al limite possono divenire negative, in corrispondenza degli angoli acuti.
- Aumento delle reazioni e del taglio in corrispondenza degli angoli ottusi.
- Aumento considerevole degli sforzi di torsione nelle travi e nei trasversi.

Per tutti questi motivi è consigliabile comunque, quando l'obliquità supera i 20° , calcolare il graticcio con l'elaboratore.

BIBLIOGRAFIA

- [1] HOMBERG H., TRENNIS K.: "Drehsteife Kreuzwerke", Springer - Verlag, Berlino, 1962
- [2] MASSONNET - BARES: "Les calculs des grillages de ponts et dalles orthotropes selon la Méthode Guyon - Massonet - Bares", Dunod, Parigi, 1966
- [3] BELLUZZI O.: "Scienza delle Costruzioni" vol. 3°, Zanichelli, Bologna, 19
- [4] ALBENGA G.: "Lezioni di ponti", U.T.E.T. Torino 1930
- [5] Appunti delle lezioni di Costruzione di Ponti svolte dal Prof. G. Ceradini e raccolti a cura di G. Gavarini 1959/60

7

I PONTI A CASSONE

7.1 - GENERALITÀ

In questo capitolo si trattano quegli impalcati costituiti da piastre piane collegate tra loro in modo da formare una o più sezioni scatolari chiuse.

Normalmente lo spessore delle piastre è piccolo rispetto alle dimensioni della sezione trasversale che potrà quindi essere rappresentata con una linea che indica il piano medio delle pareti.

Nella figura 7.1 sono indicati i principali tipi di sezioni a cassone.

L'impiego di questi tipi di sezione si è andato diffondendo sia nel caso di ponti in acciaio che in calcestruzzo, e ciò per diversi motivi:

- a) la loro elevata rigidezza torsionale li rende particolarmente adatti nei ponti in curva. Anche nei ponti rettilinei tuttavia questa rigidezza è molto utile in quanto contribuisce a distribuire meglio i carichi dissimmetrici;
- b) la manutenzione, specie nei ponti in acciaio, è semplificata in quanto si hanno all'esterno superfici lisce mentre l'interno del cassone è accessibile direttamente senza bisogno di ponteggi o mezzi provvisori;
- c) si ha la possibilità di far passare gli eventuali servizi (tubazioni, cavi ecc.) nell'interno del cassone che costituisce un cunicolo facilmente ispezionabile;

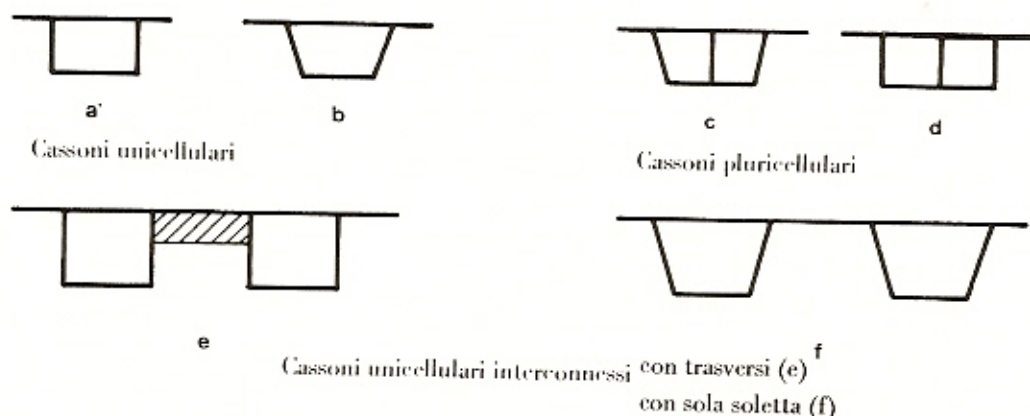


Fig. 7.1



Fig. 7.2

d) l'aspetto estetico è gradevole in quanto si riesce ad avere un rapporto altezza/luce generalmente più basso che nei graticci. Ciò sia per la migliore distribuzione dei carichi accidentali, sia per la presenza della controsoletta che costituisce un corrente inferiore di notevole larghezza.

A questi vantaggi si contrappone in genere una maggiore difficoltà di esecuzione nel caso di c.a. o c.a.p.. Infatti qualora l'impalcato sia gettato in opera si ha l'onere del recupero della cassaforma interna mentre, nel caso della prefabbricazione, gli elementi da manovrare risultano spesso molto pesanti. Peraltro la tecnica della costruzione per conci successivi prima, e più recentemente la possibilità di prefabbricare e varare intere campate del peso di diverse centinaia di tonnellate, fanno sì che la maggioranza dei nuovi ponti di una certa importanza sia a cassone.

Nel caso delle luci medio-piccole infine, vanno menzionati i ponti a soletto-ne alleggerito (figura 7.2), in c.a. e c.a.p., che possono in qualche modo ricondursi ai cassoni pluricellulari. In questi impalcati i fori di alleggerimento sono ottenuti lasciando nel getto tubi a perdere di lamierino o di cemento. In questo modo, pur se con pesi maggiori rispetto alle sezioni di figura 7.1, si ottiene una notevole semplicità costruttiva.

Nei ponti a cassone è opportuno, quando possibile, disporre setti intermedi che hanno lo scopo di mantenere inalterata la forma della sezione trasversale nella deformata provocata dai carichi accidentali.

Questi setti, che sono in genere diaframmi continui nel caso dei ponti in c.a.p. mentre possono essere strutture reticolari nel caso dei ponti in acciaio, risultano indispensabili in corrispondenza delle sezioni di appoggio della travata.

Peraltro le recenti tecniche costruttive per i ponti in cemento armato precompresso, quali il getto per conci successivi, l'assemblaggio di conci prefabbricati, il getto su casseforme scorrevoli ecc., portano alla eliminazione dei setti trasversali intermedi e, a volte, all'indebolimento di quelli di estremità che quindi non possono più considerarsi infinitamente rigidi.

Questa esigenza costruttiva fa sì che la generica sezione trasversale, per effetto di carichi emisimmetrici, perda la forma iniziale distorcendosi e facendo nascere sollecitazioni flessionali secondarie sia longitudinali che trasversali.

Il ponte non può più essere trattato come un elemento monodimensionale (trave), ma deve essere visto come un insieme di piastre piane, continue lungo gli spigoli, che formano una volta scatolare chiusa, e come tale va calcolato.

Nel seguito si vedranno sia metodi di calcolo automatico sufficientemente precisi sia metodi più approssimati, da potersi condurre manualmente, che hanno il pregio di fare comprendere bene il funzionamento di queste strutture.

7.2 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Si consideri un generico impalcato a cassone caricato lungo le linee nodali.

Nel seguito si tratterà solo questo tipo di carico a cui ci si può sempre ricondurre avendo preliminarmente svolto il calcolo degli effetti locali come specificato nel capitolo 5.

Per effetto di questi carichi una generica sezione trasversale del cassone subirà una deformata che, in generale, è molto complessa ma che può idealmente immaginarsi come somma delle deformate elementari provocate da quattro effetti distinti: flessione longitudinale, flessione trasversale, torsione e distorsione (figura 7.3).

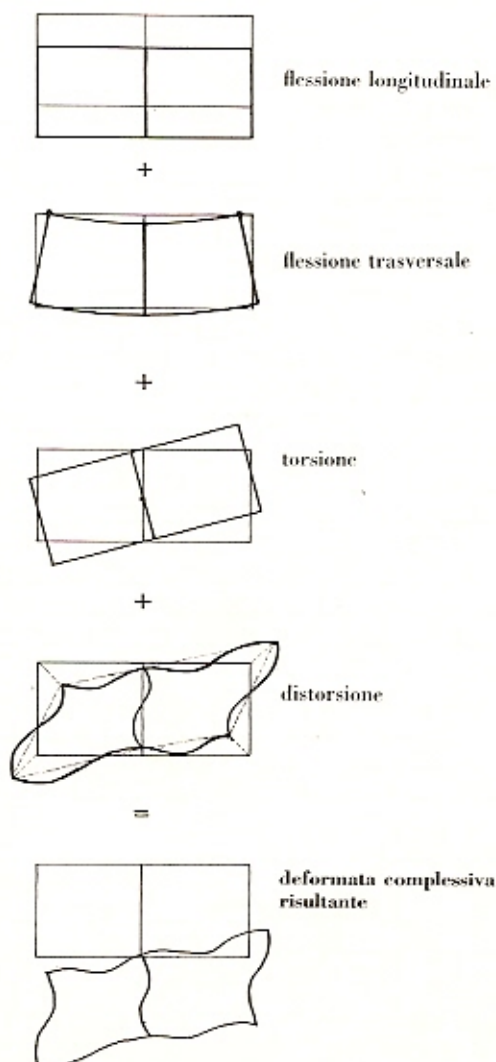


Fig. 7.3

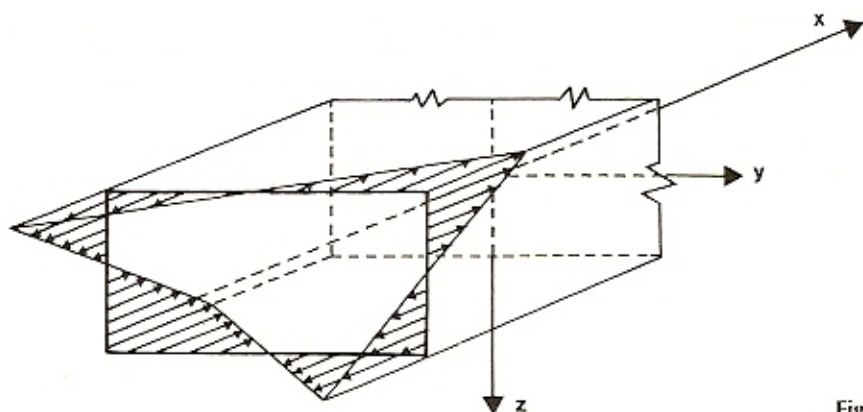


Fig. 7.4

I vari modelli della struttura, e quindi l'approssimazione dei diversi metodi di calcolo possibili, dipendono da quali di questi quattro effetti vengono considerati.

La schematizzazione più semplice possibile è evidentemente quella limite che suppone le sezioni trasversali dell'impalcato indeformabili, trascurando quindi la flessione trasversale e la distorsione.

L'impalcato viene calcolato come una semplice trave soggetta alla sola flessione e taglio più la eventuale torsione dovuta alla eccentricità del carico ⁽¹⁾.

Tale schematizzazione è tanto più lecita quanto più il ponte è stretto e lungo e quanto più le pareti del cassone sono rigide. Essa è inoltre accettabile quando si hanno setti o diaframmi intermedi molto ravvicinati, come nel caso dei ponti in acciaio.

Qualora si rimuova l'ipotesi di sezioni trasversali indeformabili, l'impalcato va trattato come struttura a cassone e l'unica trattazione rigorosa possibile è quella con gli Elementi Finiti.

Esistono peraltro alcuni casi particolari in cui è possibile utilizzare i metodi di calcolo approssimati che vengono esposti qui appresso.

⁽¹⁾ Va ricordato che oltre a quelle tangenziali, il momento torcente provocherà anche sollecitazioni secondarie di flessione dovute all'ingobbamento impedito; queste sollecitazioni peraltro sono generalmente trascurabili nei ponti, specie se in calcestruzzo.

Infatti si ricorda che, detto θ l'angolo di rotazione di una sezione, qualora risulti

$$d^2\theta/dx^2 \neq 0 \quad (7.1)$$

nascono delle ϵ_x longitudinali e quindi delle σ_x dovute all'ingobbamento impedito, che saranno del tipo

$$\sigma_x = \cos t \cdot E \cdot d^2\theta/dx^2 \quad (7.2)$$

L'ingobbamento impedito si ha, per esempio per ragioni di simmetria, nella sezione di mezzzeria di una trave appoggiata con diagramma del momento torcente simmetrico, nella sezione di incastro di una mensola ecc.

L'andamento di queste sollecitazioni secondarie è del tipo riportato in figura 7.4.

7.3 - CALCOLO A VOLTA SCATOLARE CON PIASTRE CONTINUE

Questo metodo di calcolo fornisce risultati esatti purché siano soddisfatte le tre ipotesi seguenti:

- l'impalcato ha sezione costante lungo tutta la luce l ;
- in corrispondenza degli appoggi il cassone ha setti indeformabili nel piano della sezione trasversale ma di rigidezza nulla al di fuori di questo piano (figura 7.5);
- l'impalcato è semplicemente appoggiato alle estremità.

Non si hanno invece restrizioni sulla forma della sezione trasversale, che può essere qualsiasi. Infatti qualora si abbiano tratti di piastra a spessore variabile sarà sufficiente introdurre un numero adeguato di linee nodali e considerare tante piastre di spessore costante.

Linee nodali supplementari possono anche essere introdotte nei tratti di piastra a sezione costante per ricondurre una generica condizione di carico a carico nodale (figura 7.6).

In questo caso se isoliamo la generica piastra che forma il cassone avremo otto funzioni di spostamento lungo i due spigoli longitudinali: due spostamenti (u e v) nel piano della piastra e due spostamenti (w e θ) fuori del piano⁽¹⁾, come indicato in figura 7.7a.

Se scomponiamo le funzioni spostamento in serie di Fourier, date le ipotesi

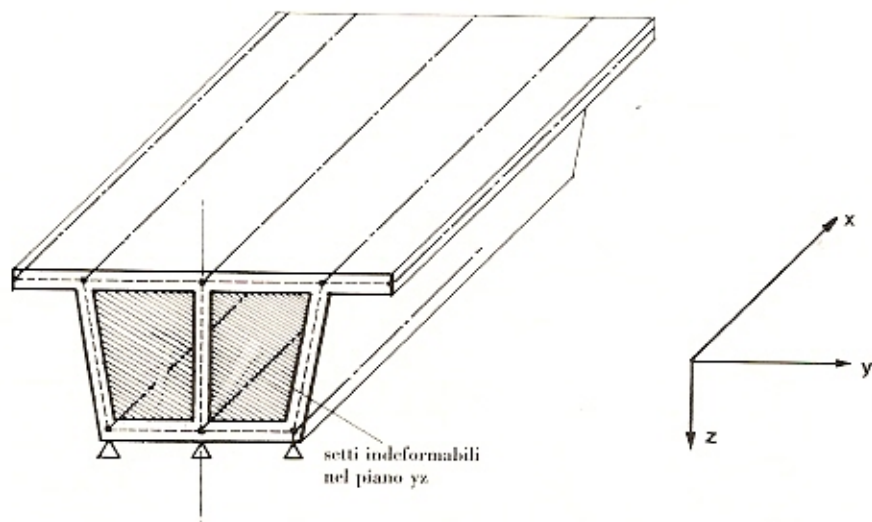


Fig. 7.5

⁽¹⁾ Gli altri due spostamenti di ciascuno spigolo si possono ricavare dai precedenti in quanto risulta:

$$\theta_y = \delta w / \delta x$$

$$\theta_z = \delta v / \delta x$$

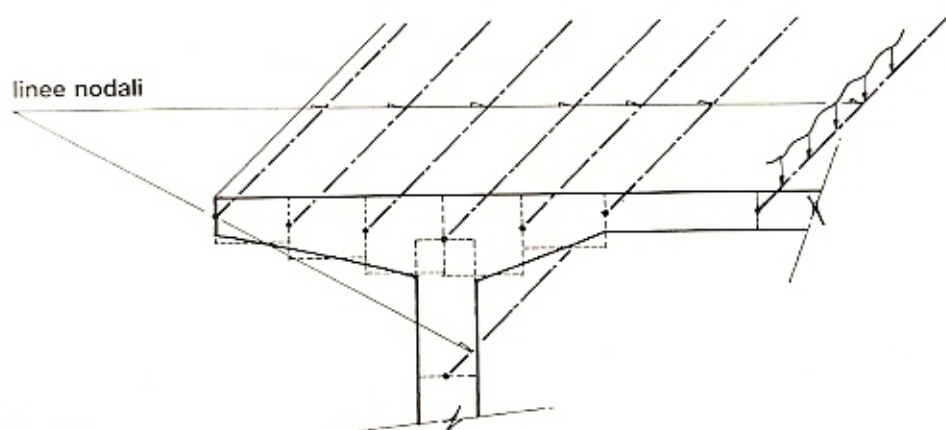


Fig. 7.6

sui vincoli di estremità della piastra, il generico termine dello sviluppo sarà del tipo:

$$\begin{aligned} u_1 &= \bar{u}_1 \cos n \pi x/l \\ v_1 &= \bar{v}_1 \sin n \pi x/l \\ w_1 &= \bar{w}_1 \sin n \pi x/l \\ \theta_1 &= \bar{\theta}_1 \sin n \pi x/l \end{aligned} \quad (7.3)$$

ed analogamente sul lato opposto.

A questi spostamenti corrispondono le forze per unità di lunghezza sui bordi indicate in figura 7.7b che si dimostra essere del tipo

$$\begin{aligned} q_{x1} &= \bar{q}_{x1} \cos n \pi x/l \\ q_{y1} &= \bar{q}_{y1} \sin n \pi x/l \\ q_{z1} &= \bar{q}_{z1} \sin n \pi x/l \\ m_1 &= \bar{m}_1 \sin n \pi x/l \end{aligned} \quad (7.4)$$

Ciò vuol dire che l'n-esimo termine degli spostamenti e delle forze si corrispondono.

Forze e spostamenti sono legati, per ciascuna piastra, dalla matrice delle rigidezze, secondo la relazione:

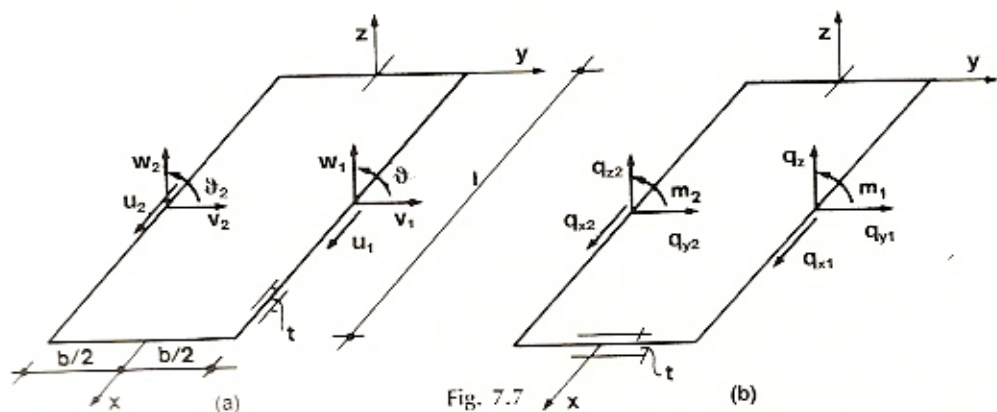


Fig. 7.7

$$\begin{Bmatrix} q_{x_1} \\ q_{y_1} \\ q_{z_1} \\ m_1 \\ q_{x_2} \\ q_{y_2} \\ q_{z_2} \\ m_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & 0 & 0 & a_{15} & a_{16} & 0 & 0 \\ & a_{22} & 0 & 0 & a_{25} & a_{26} & 0 & 0 \\ & & a_{33} & a_{34} & 0 & 0 & a_{37} & a_{38} \\ & & & a_{44} & 0 & 0 & a_{47} & a_{48} \\ \hline & \text{Simmetrica} & & & a_{11} & -a_{12} & 0 & 0 \\ & & & & & a_{22} & 0 & 0 \\ & & & & & & a_{33} & -a_{34} \\ & & & & & & & a_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \vartheta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ \vartheta_2 \end{Bmatrix} \quad (7.5)$$

Come si vede la matrice 8×8 è individuata da solo 14 termini poiché valgono le seguenti osservazioni:

- la matrice è simmetrica
- gli spostamenti u e v nel piano della piastra originano solo forze del tipo q_x e q_y anch'esse nel piano, mentre gli spostamenti w e θ fuori del piano della piastra fanno nascere solo forze tipo q_z ed m
- i termini relativi al bordo 2 (parte inferiore della matrice), si ottengono direttamente da quelli relativi al bordo 1. Infatti: la forza q_{x2} provocata da uno spostamento unitario u_2 (cioè a_{55}) è eguale alla q_{x1} provocata da u_1 (a_{11}) e così via.

I quattordici termini indipendenti valgono [1]:

$$a_{11} = A_2 \left(\frac{\sinh a}{B_4} - \frac{\cosh a}{B_1} \right) \quad 1)$$

$$a_{12} = A_2 \left(\frac{\cosh a}{B_4} - \frac{\sinh a}{B_1} + 1 + \nu \right) \quad 2)$$

$$a_{15} = A_2 \left(\frac{\sinh a}{B_4} + \frac{\cosh a}{B_1} \right) \quad 3)$$

$$a_{16} = A_2 \left(-\frac{\cosh a}{B_4} - \frac{\sinh a}{B_1} \right) \quad 4)$$

$$a_{22} = A_2 \left(\frac{\cosh a}{B_2} - \frac{\sinh a}{B_3} \right) \quad 5)$$

$$a_{25} = A_2 \left(\frac{\cosh a}{B_4} + \frac{\sinh a}{B_1} \right) \quad 6)$$

$$a_{26} = A_2 \left(-\frac{\cosh a}{B_2} - \frac{\sinh a}{B_3} \right) \quad 7)$$

$$a_{33} = A_1^3 D \left(-\frac{\sinh a}{B_7} + \frac{\cosh a}{B_6} \right) \quad 8) \quad (7.6)$$

$$a_{34} = A_1^2 D \left(\frac{\cosh a}{B_7} + \frac{\sinh a}{B_6} + 1 - \nu \right) \quad 9)$$

$$a_{37} = A_1^3 D \left(-\frac{\sinh a}{B_7} - \frac{\cosh a}{B_6} \right) \quad 10)$$

$$a_{38} = A_1^2 D \left(\frac{\cosh a}{B_7} + \frac{\sinh a}{B_6} \right) \quad 11)$$

$$a_{44} = A_1 D \left(-\frac{\cosh a}{B_5} + \frac{\sinh a}{B_8} \right) \quad 12)$$

$$a_{47} = A_1^2 D \left(-\frac{\cosh a}{B_7} - \frac{\sinh a}{B_6} \right) \quad 13)$$

$$a_{48} = A_1 D \left(\frac{\cosh a}{B_5} + \frac{\sinh a}{B_8} \right) \quad 14)$$

avendo indicato con:

$$A_1 = \frac{n\pi}{l} \quad A_2 = A_1 \cdot \frac{Et}{(1+\nu)^2} \quad D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$a = \frac{n\pi b}{2l}$$

$$B_1 = a \operatorname{sech} a + \frac{3-\nu}{1+\nu} \sinh a$$

$$B_5 = a \operatorname{sech} a + \sinh a$$

$$B_2 = a \operatorname{sech} a - \frac{3-\nu}{1+\nu} \sinh a$$

$$B_6 = a \operatorname{sech} a - \sinh a$$

$$B_3 = a \operatorname{cosech} a + \frac{3-\nu}{1+\nu} \cosh a$$

$$B_7 = a \operatorname{cosech} a + \cosh a$$

$$B_4 = a \operatorname{cosech} a - \frac{3-\nu}{1+\nu} \cosh a$$

$$B_8 = a \operatorname{cosech} a - \cosh a$$

(7.7)

Una volta definite le rigidezze delle singole piastre nel modo visto, il problema si risolve con il metodo degli spostamenti, imponendo l'equilibrio lungo i bordi di cucitura delle varie piastre e ricavando gli spostamenti incogniti che sa-

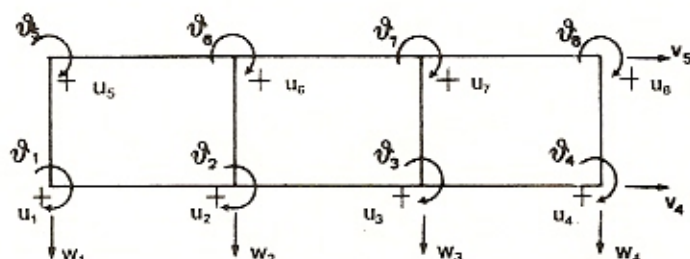


Fig. 7.8

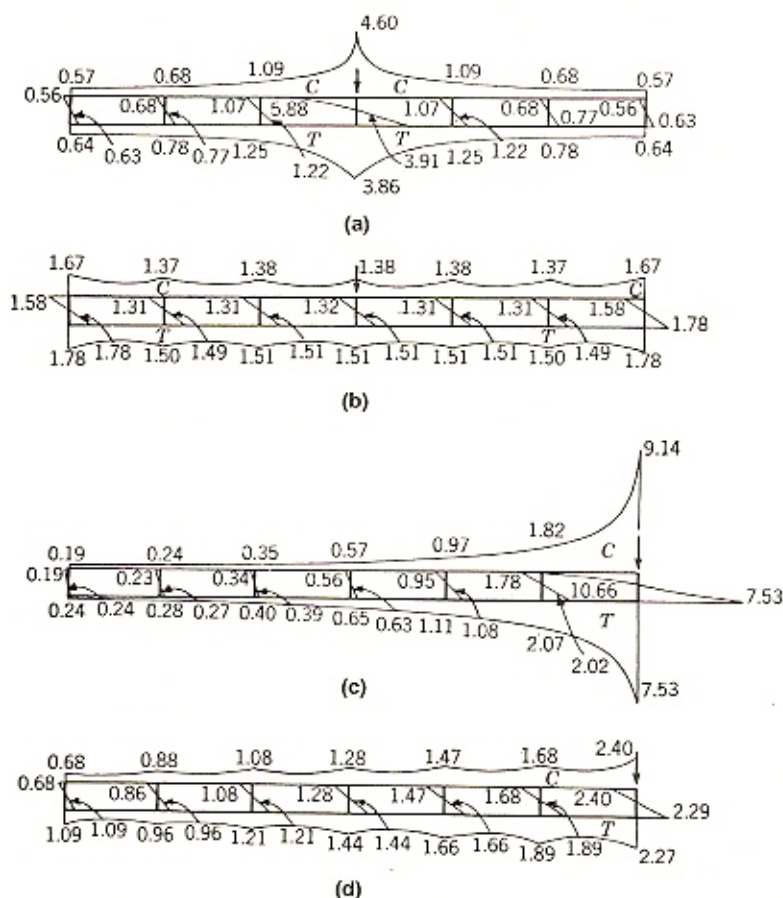


Fig. 7.9 Sollecitazione di flessione σ_x nella sezione di mezzeria dovuta ad un carico unitario: a) carico centrato (sez. senza diaframma); b) carico centrato (sez. con diaframma); c) carico al bordo (sez. senza diaframma); d) carico al bordo (sez. con diaframma) (da A.C. Scordelis [6]).

ranno in numero di:

$$4 \cdot n_s = 4 (2 \cdot n_c + 2) \quad (7.8)$$

se n_s è il numero di spigoli ed n_c il numero delle celle del cassone.

Se si tiene conto che queste operazioni vanno ripetute per ogni componente dello sviluppo in serie e che, per una buona approssimazione, può essere necessario considerare almeno 10 termini dello sviluppo stesso, si capisce come la quantità di lavoro sia molto grande e tale da richiedere l'automazione del calcolo.

Una semplificazione in genere accettabile è quella di considerare le piastre inestensibili, ciò che equivale a porre per ogni piastra

$$v_1 = v_2 \quad (7.9)$$

e quindi a ridurre il numero delle incognite a

$$2n_s + (n_c + 1) + 2 = 5 n_c + 7 \quad (7.10)$$

come risulta chiaramente nel caso di figura 7.8 ove si hanno 22 incognite anziché 32.

Una ulteriore riduzione delle incognite si può avere considerando condizioni di carico simmetriche ed emisimmetriche, ma la mole di lavoro rimane comunque ingente.

Si riportano a titolo d'esempio, nella figura 7.9, i diagrammi delle sollecitazioni σ_x ai lembi della sezione di mezzeria di un cassone pluricellulare, nei due casi di presenza o meno di un setto trasversale nella sezione. Si vede come la distorsione della sezione trasversale che si ha in assenza di trasversi porta a sollecitazioni di flessione, nelle anime direttamente caricate, circa $3 \div 4$ volte superiori di quelle che si avrebbero con sezione indeformabile.

7.4 - IL METODO DELLE "STRISCIE FINITE"

È un caso particolare del metodo degli elementi finiti applicabile a travate che mantengono costante la sezione trasversale per tutta la luce e può essere visto come una approssimazione del calcolo a volta scatolare del punto precedente.

Anche in questo caso infatti si suppone il cassone suddiviso in strisce longitudinali e si assume per le funzioni di spostamento degli spigoli un andamento sinusoidale lungo x , analogamente a quanto fatto con le (7.3), cioè

$$u = f(y) \cos n \pi x / l \quad (7.11)$$

ed analogamente per v , w e θ .

L'approssimazione consiste nell'assumere per le funzioni di spostamento trasversale $f(y)$, anziché la forma complessa descritta dalle (7.6), dei semplici polinomi. Ciò porta ad avere delle discontinuità nelle sollecitazioni lungo gli spigoli di cucitura delle varie lastre.

Per una descrizione dettagliata di questo metodo si veda il libro di Y-Cheung [2].

7.5 - CALCOLO APPROSSIMATO DEI CASSONI UNICELLULARI

I cassoni unicellulari sono il tipo di più frequente impiego in quanto gli spessori minimi imposti alle anime da ragioni costruttive o dai pericoli di corrosione per l'acciaio sono in genere sovrabbondanti per assorbire gli sforzi di taglio. Solo per ponti molto larghi può rendersi necessario disporre anime intermedie per ridurre la luce della soletta di impalcato. Anche in questi casi tuttavia, specie per i cassoni in acciaio, può risultare conveniente lasciare il cassone unico e disporre delle strutture secondarie di sostegno della soletta, come nel caso del ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo riprodotto in figura 7.10 (da [3]).

Nel caso dei cassoni unicellulari è in genere sufficiente la schematizzazione a trave.

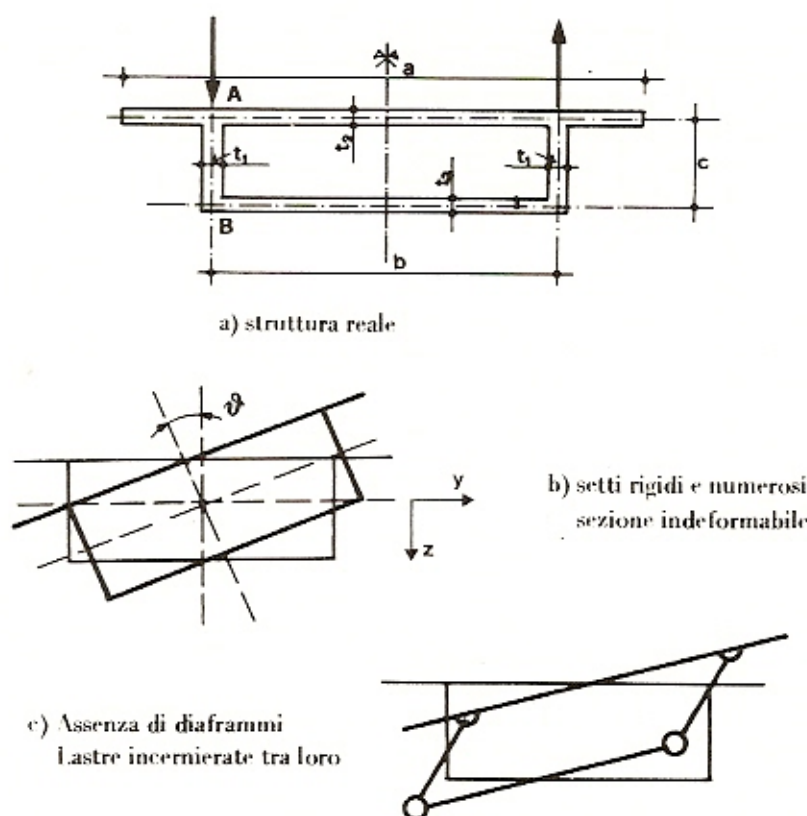


Fig. 7.12

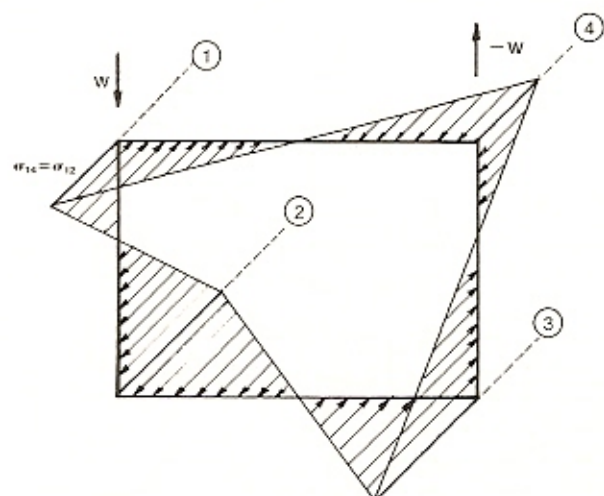


Fig. 7.13

Il carico emisimmetrico determina torsione e flessione differenziale delle pareti. In figura 7.12 sono riportate le deformate della sezione trasversale nei due casi limite: quello di sezione rigida, di cui si è già parlato, e quello di piastre totalmente prive di rigidità flessionale fuori del loro piano, cioè con un comportamento a lastra.

Questa seconda situazione limite si può schematizzare disponendo lungo gli spigoli cerniere capaci di trasmettere forze di taglio parallele all'asse x ma non momenti nel piano $y-z$.

In una struttura siffatta il carico emisimmetrico viene portato non più come torsione, ma come flessione differenziale delle lastre che va a sommarsi a quella provocata dal carico simmetrico. Queste sollecitazioni di flessione si possono valutare facilmente imponendo l'eguaglianza della ϵ_x lungo gli spigoli (vedi [4]) e portano ad una distribuzione delle σ_x ⁽¹⁾ emisimmetrica del tipo indicato in figura 7.13.

Nei casi reali, pur in assenza dei setti, le piastre avranno una rigidità flessionale fuori dal loro piano non nulla per cui ci si verrà a trovare in una situazione intermedia tra le due viste: un carico emisimmetrico per una parte provocherà torsione pura (Bredt) e per la rimanente parte flessione differenziale delle anime.

Per valutare questa ripartizione immaginiamo il cassone reale come formato idealmente da lastre longitudinali articolate lungo i bordi (sottostruttura a membrana A) e da strisce trasversali (sottostruttura a telaio B) che si oppongono elasticamente alla rotazione relativa tra le lastre (figura 7.14).

Queste due parti in cui si è idealmente scomposto il cassone si trasmetteranno delle azioni mutue, incognite a priori, ma costituenti necessariamente un sistema equilibrato.

Isolando la sottostruttura A, possiamo scomporre il sistema di forze che su di essa agisce, nei due sistemi indicati in figura 7.15. Ciò è possibile in quanto si ipotizza la validità della teoria del 1° ordine.

(1) Imponendo questa congruenza lungo gli spigoli, è facile vedere che le sollecitazioni massime valgono:

$$\sigma_{xA} = \frac{M}{J'} \cdot d \qquad \sigma_{xB} = -\frac{M}{J'} \cdot (c-d) \qquad (7.13)$$

con

$$J' = (1+\alpha) \cdot J \qquad d = \beta \cdot c/2 \qquad J = \frac{t_1 \cdot c^3}{12}$$

essendo α e β due costanti che dipendono dalle dimensioni e dagli spessori delle piastre. In altre parole è come se le anime avessero un momento di inerzia fittizio maggiore di quello loro proprio. I coefficienti α e β nel caso della sezione riportata in figura 7.12 valgono:

$$\alpha = \frac{3\nu^2\chi_1 + 3\chi_2 + 2\nu^2\chi_1\chi_2}{6 + \nu^2\chi_1 + \chi_2}$$

$$\beta = \frac{6 + 2\chi_2}{6 + \nu^2\chi_1 + \chi_2}$$

avendo introdotto i parametri adimensionali:

$$\nu = a/b \qquad \chi_1 = a/c \cdot t_2/t_1 \qquad \chi_2 = b/c \cdot t_3/t_1$$

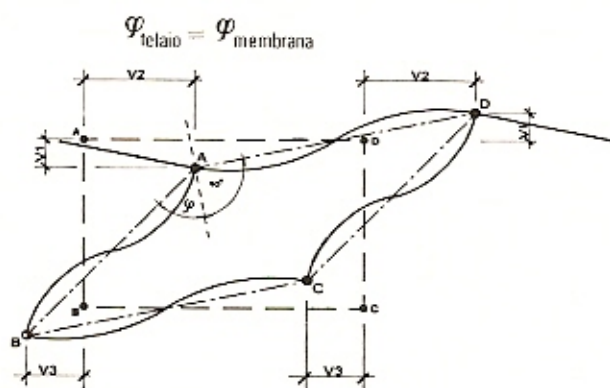


Fig. 7.16

Esplicitando i termini in questa equazione si perviene ad un'espressione del tipo:

$$d^4 \varphi / dx^4 + 4 K^4 \varphi - 2 K^4 \Phi w(x) \quad (7.15)$$

ove

$$K^4 = 2/EJ' b \Phi \quad (7.16)$$

Φ rappresenta la distorsione della striscia unitaria trasversale (sottostruttura B) per il sistema di forze equilibrate rappresentate in figura 7.14 quando si ponga $p = 1$. Per la sezione rettangolare di figura 7.12 si ha:

$$\Phi = \frac{\lambda_1 \cdot \lambda_2 + 2\lambda_1 + 2\lambda_2 + 3}{\lambda_1 + \lambda_2 + 6} \cdot \frac{b \cdot c}{12 EJ_1} \quad (7.17)$$

avendo posto

$$\lambda_1 = \frac{J_1}{J_2} \cdot \frac{b}{c} \quad \lambda_2 = \frac{J_1}{J_3} \cdot \frac{b}{c} \quad (7.18)$$

$$J_1 = t_1^3/12 \quad J_2 = t_2^3/12 \quad J_3 = t_3^3/12$$

La (7.15) è l'equazione della trave su suolo elastico, risolta in molti casi (vedi ad esempio [5]) purché si ammetta la trave semplicemente appoggiata e

$$\varphi = 0 \text{ per } x = 0 \text{ e } x = l \quad (7.19)$$

cioè si accetti l'ipotesi di setti indeformabili alle estremità.

Debbono quindi valere le stesse ipotesi viste in 7.3 per il calcolo a volta scatolare.

Una volta calcolata φ si determina facilmente l'incognita p :

$$p = \varphi/\Phi \quad (7.20)$$

e quindi le sollecitazioni di flessione differenziale nelle anime tramite le (7.13) per il carico $w - 2p$. Le sollecitazioni di flessione nella sezione trasversale (che, si ricorda, vanno aggiunte a quelle provocate dagli effetti locali), si possono rica-

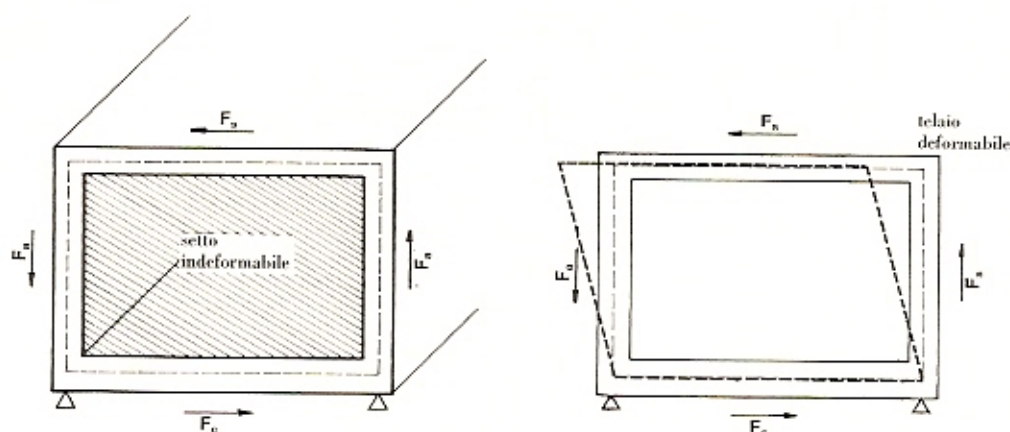


Fig. 7.17 Le forze F_s ed F_c vanno direttamente sugli appoggi, la forza F_s viene trasmessa agli appoggi da setto terminale.

vare dai momenti ai nodi la cui espressione si fornisce qui appresso:

$$\begin{aligned} m_A = -m_D &= \frac{\lambda_2 + 3}{\lambda_1 + \lambda_2 + 6} p \cdot \frac{b}{2} \\ m_B = -m_C &= -\frac{\lambda_1 + 3}{\lambda_1 + \lambda_2 + 6} p \cdot \frac{b}{2} \end{aligned} \quad (7.21)$$

La flessione differenziale delle anime in un cassone in calcestruzzo delle dimensioni usuali (pareti di spessore $30 \div 40$ cm, larghezza $5 \div 6$ m) può portare a maggiorazioni delle sollecitazioni dell'ordine del $5 \div 10\%$, rispetto al calcolo a trave.

Qualora per motivi costruttivi si eliminano i setti terminali sostituendoli con telai di irrigidimento non più indeformabili, e quindi non sono più valide le condizioni ai bordi (7.19), questa maggiorazione può risultare del $10-15\%$, e quindi non più trascurabile.

Infatti in questo caso anche il sistema di forze generato dalla torsione, più precisamente la risultante delle τ nella soletta superiore, provoca all'appoggio una distorsione della sezione che ha effetti negativi su tutta la trave (figura 7.17).

7.6 - CALCOLO APPROSSIMATO DEI CASSONI PLURICELLULARI

Quando la larghezza del cassone diviene notevole può essere conveniente, specie nel caso di impalcati in calcestruzzo, disporre più pareti verticali longitudinali; peraltro le sezioni che ne derivano sono in genere molto pesanti e quindi poco adatte alla prefabbricazione per cui, nel caso si impieghino i conci prefabbricati, la tendenza è quella di usare cassoni unicellulari interconnessi.

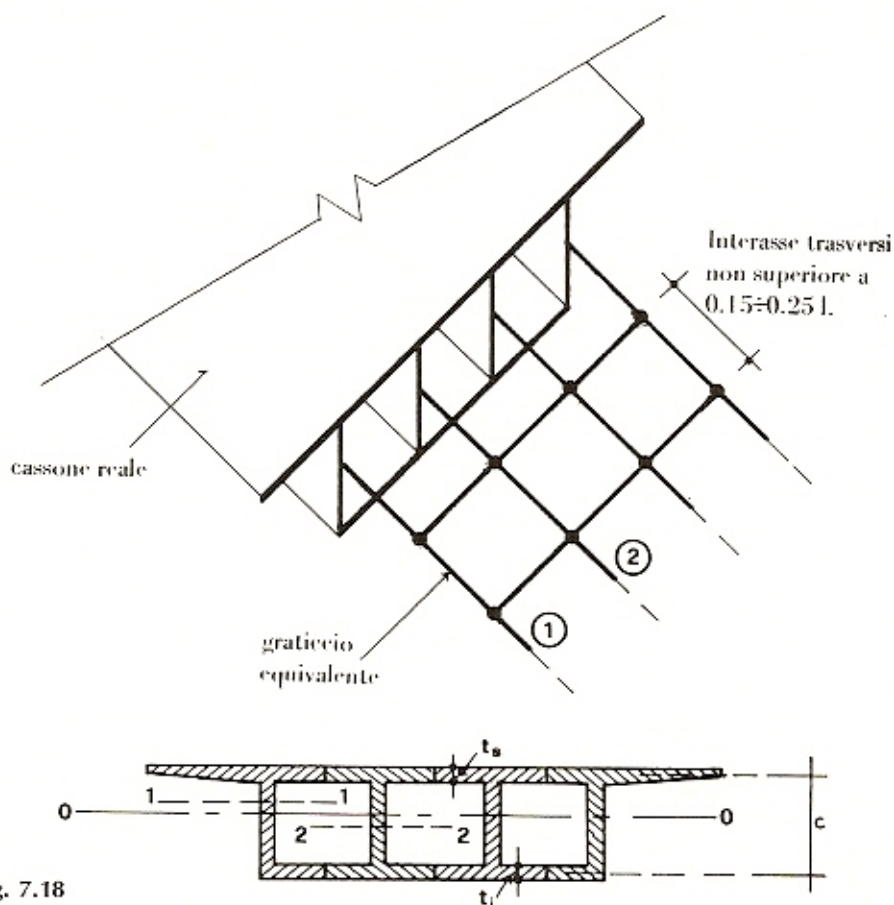


Fig. 7.18

Anche nei cassoni pluricellulari si eliminano spesso i setti trasversali intermedi per ragioni costruttive e quindi nel calcolo bisogna valutare la perdita di forma provocata dai carichi accidentali, esaltata dal minor rapporto altezza-larghezza che spesso si ha in queste sezioni.

Per questo motivo il semplice calcolo a trave risulta in genere inaccettabile e bisogna tenere conto anche della deformabilità delle sezioni trasversali [7].

Oltre ai metodi già visti si possono analizzare in modo approssimato questi impalcati riconducendo il cassone ad un grigliato equivalente; ciò al fine di utilizzare le numerose tabelle esistenti per il calcolo dei ponti a graticcio (p. es. quelle di Guyon-Massonnet [2] del capitolo 6) oppure uno dei tanti programmi disponibili anche su P.C. per il calcolo di grigliati di travi.

È evidente che affinché il graticcio ideale rappresenti in modo soddisfacente il comportamento della struttura reale sarà necessario scegliere opportunamente le rigidezze e l'ubicazione delle travi fittizie.

Per ciò che riguarda la geometria (figura 7.18) è bene che:

- 1) il piano del graticcio coincida con il piano di flessione calcolato per la sezione scatolare nel suo insieme;
- 2) le travi longitudinali coincidano con le anime del cassone;
- 3) le travi trasversali siano ubicate in corrispondenza di eventuali diaframmi e comunque non siano fra loro distanziate più di $0,20 \div 0,25$ l (l luce della trave) nel caso di travi appoggiate e $0,15 \div 0,20$ l per le travi continue.

Per la valutazione delle rigidità delle aste del graticcio valgono le seguenti considerazioni:

- a) la rigidità flessionale delle travi è quella delle sezioni a doppio T ottenute con i tagli ideali del cassone ⁽¹⁾;
- b) la rigidità flessionale dei trasversi è quella delle sezioni a doppio T costituite dalla soletta, controsoletta e da anime ideali di area opportuna. Il momento di inerzia per unità di lunghezza vale quindi

$$i_t \approx (t_s \cdot d_s^2 + t_i \cdot d_i^2) \quad (7.22)$$

tenendo presente che

$$d_s = c \cdot \frac{t_i}{t_s + t_i} \quad d_i = c - d_s$$

la (7.22) si può scrivere

$$i_t = \frac{c^2 t_s t_i}{(t_s + t_i)} \quad (7.23)$$

Questa valutazione della rigidità flessionale trasversale tiene conto solo della deformabilità assiale della soletta e della controsoletta (figura 7.3b) ma non della distorsione che bisogna considerare a parte. Per fare ciò si assegna all'anima delle travi trasversali un'area tale per cui la loro deformabilità per taglio riproduca la deformabilità del cassone dovuta alla distorsione. Ciò si traduce nell'imporre l'eguaglianza degli abbassamenti w di figura 7.19.

Se si ammette in prima approssimazione che lo sforzo T si ripartisca tra soletta e controsoletta proporzionalmente alla loro rigidità e che il punto di flessione sia equidistante dalle anime, si ha per il cassone:

$$T \approx \frac{t_s^3 + t_i^3}{b^3} \left(\frac{t_i^3 \cdot b}{t_s^3 \cdot b + (t_s^3 + t_i^3) \cdot c} \right) E W_c \quad (7.24)$$

Per la trave ideale, indicando con a_s l'area equivalente di taglio, risulta per definizione:

$$T = \frac{a_s \cdot G \cdot W_t}{b} \quad (7.25)$$

⁽¹⁾ Per maggiore precisione andrebbe calcolato il momento di inerzia di ciascuna trave rispetto all'asse neutro 0-0 dell'intero cassone (figura 7.18) anziché rispetto agli assi neutri 1-1, 2-2 ecc. delle singole travi.

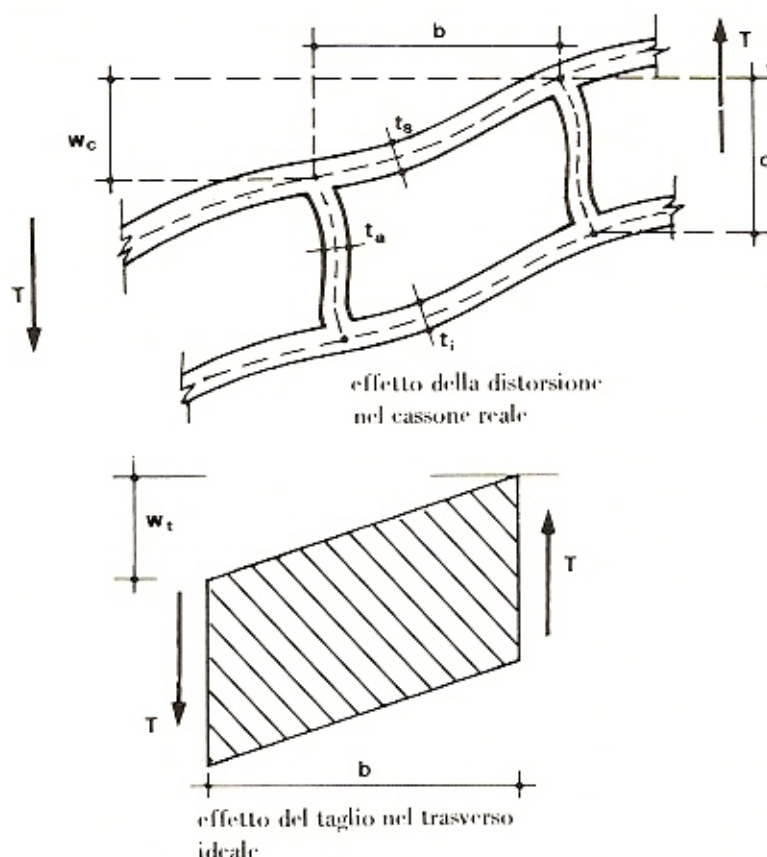


Fig. 7.19

Si ricava quindi, ponendo $w_c = w_t$, per unità di lunghezza:

$$a_s = \frac{t_s^3 + t_i^3}{b^2} \left(\frac{t_s^3 \cdot b}{t_s^3 \cdot b + (t_s^3 + t_i^3) \cdot c} \right) E/G \quad (7.26)$$

La (7.26) può essere impiegata in tutti quei programmi di calcolo che tengono conto della deformabilità per taglio delle travi. Qualora invece si impieghino metodi di calcolo che non considerano questo effetto, non si può valutare l'influenza della distorsione della sezione, almeno con il metodo in esame;

c) la rigidezza torsionale delle travi ideali è assunta pari a:

$$K_I = k_I \cdot b \quad (7.27)$$

con k_I pari alla rigidezza torsionale del cassone per unità di larghezza.

Per i trasversi ideali k_I si ricava facilmente valutando il contributo che la soletta e la controsoletta offrono nel portare un momento torcente esterno m_t (figura 7.20):

$$m_t' = \tau_s \cdot t_s \cdot d_s + \tau_i \cdot t_i \cdot d_i = G \theta (t_s d_s^2 + t_i d_i^2)$$

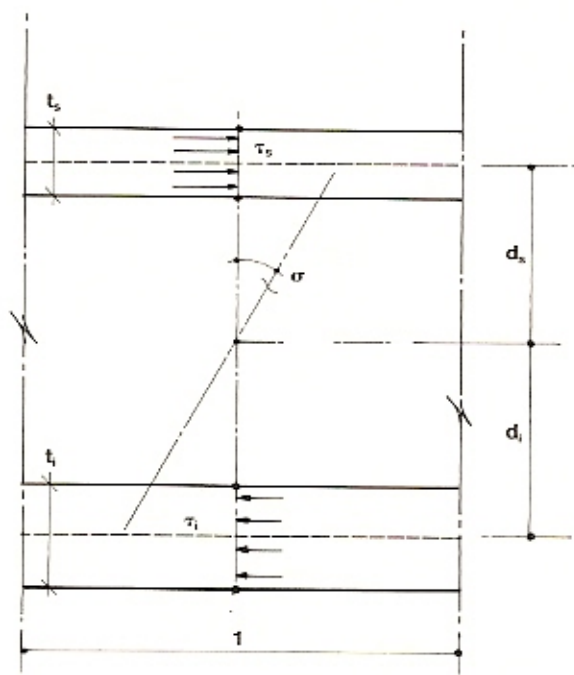


Fig. 7.20

Poiché, assumendo valida la teoria di Bredt, questo contributo è pari alla metà del totale qualunque siano le dimensioni della sezione ⁽¹⁾, si può concludere che

$$k_1 = 2(t_s d_s^2 + t_i d_i^2) \quad (7.28)$$

Anche in questo caso, se l_1 è l'interasse scelto per i trasversi, si assumerà per ciascuno di essi

$$K_1 = k_1 \cdot l_1$$

* * *

Per la corretta interpretazione dei risultati ottenuti con questo metodo va notato come il calcolo a graticcio porta comunque a sopravvalutare le sollecitazioni flessionali nelle anime della trave a cassone. Infatti nel grigliato equivalente un momento torcente esterno, dovuto alla dissimmetria dei carichi, causa flessio-

⁽¹⁾ Con la formula di Bredt e le notazioni di figura 7.21 si ha:

$$\tau_a = M_t / 2bct_a$$

$$F_a \cdot b = (\tau_a \cdot t_a \cdot c) \cdot b = M_t / 2$$

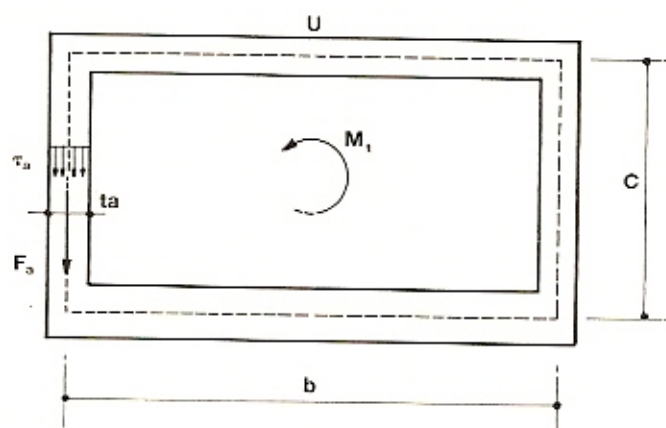


Fig. 7.21

ne differenziale nelle travi anche nel caso di setti trasversali indeformabili, mentre nel cassone reale la presenza di questi setti porterebbe ad avere solo torsione.

Per tener conto di ciò, una volta risolto il graticcio ideale, le sollecitazioni di flessione delle singole travi vanno depurate di quelle che si avrebbero nello stesso graticcio, supposto con infiniti trasversi infinitamente rigidi, per effetto della sola eccentricità dei carichi esterni.

7.7 - SOLETTONI ALLEGGERITI

Come detto in premessa, considerazioni di ordine costruttivo consigliano a volte l'uso di solettoni alleggeriti il cui comportamento è intermedio tra quello dei cassoni pluricellulari e quello di una piastra, avvicinandosi più all'uno o all'altro a seconda dell'importanza dei fori di alleggerimento.

Qualora risulti (figura 7.22):

$$h_v/h > 0,6 \quad (7.29)$$

la sezione può essere ricondotta a quella di un cassone pluricellulare operando a favore di stabilità come indicato in figura.

Nel caso invece di fori di minore importanza, cioè $h_v/h < 0,6$, il solettone può essere trattato con buona approssimazione come isotropo, assumendo un momento di inerzia per unità di lunghezza in senso trasversale eguale a quello J calcolato longitudinalmente tenendo conto dei fori.

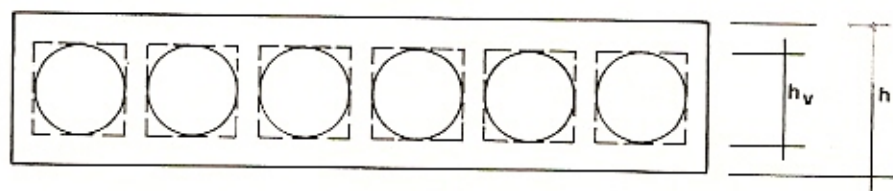


Fig. 7.22

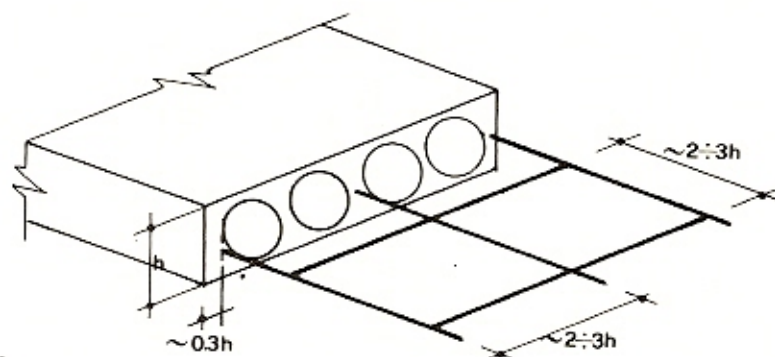


Fig. 7.23

Anche in questo caso la struttura può essere ricondotta ad un grigliato equivalente con l'accortezza di disporre la prima nervatura ideale a circa $0,3 h$ dal bordo (figura 7.23) e le altre ad una distanza fra loro di $2 \div 3$ volte l'altezza del solettone.

La costante di torsione per queste travi ideali, in analogia a quanto si ha per le piastre isotrope e a quanto trovato con la 7.28, può assumersi in prima approssimazione pari a

$$K = 2J$$

7.8 - CASSONI UNICELLULARI INTERCONNESSI

Questo tipo di sezione (figure 7.1e, f) è adottato quando la larghezza del ponte è eccessiva per un cassone unicellulare e si vogliono prefabbricare elementi della lunghezza di una intera campata.

Un tipico esempio di applicazione di questa tipologia si ha nelle strade sopraelevate urbane, specie nel caso di strutture miste acciaio-calcestruzzo, quando diviene determinante la leggerezza e la facilità di trasporto degli elementi prefabbricati.

Nel seguito ci limiteremo ai casi, peraltro i più frequenti, di due soli cassoni distanziati tra loro e di più cassoncini accostati.

7.8.1 - Collegamenti con trasversi

Nel caso di cassoni collegati da trasversi si può trascurare l'influenza che la soletta ha sulla ripartizione dei carichi e quindi, dopo aver valutato gli effetti locali, ci si può ricondurre sempre allo schema di carico nodale di figura 7.24.

Poiché in questi casi generalmente i trasversi continuano all'interno dei cassoni divenendo setti di irrigidimento, non si considerano problemi legati alla perdita di forma dei cassoni stessi. Inoltre, valendo il principio di sovrapposizione degli effetti, sarà sempre possibile trattare separatamente i singoli carichi. Ciascun carico infine potrà sempre immaginarsi come somma di una condizione di carico simmetrica ed una emisimmetrica, come indicato in figura 7.25.

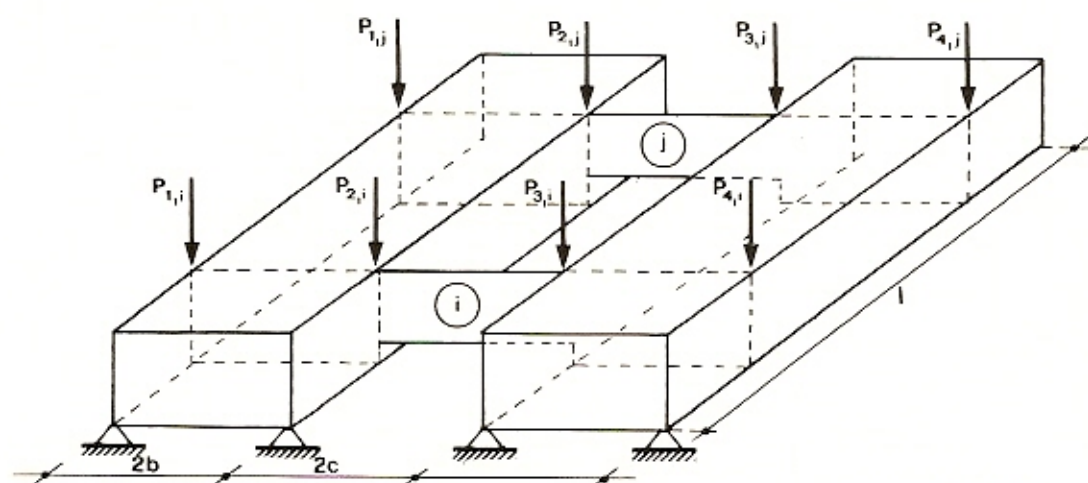


Fig. 7.24

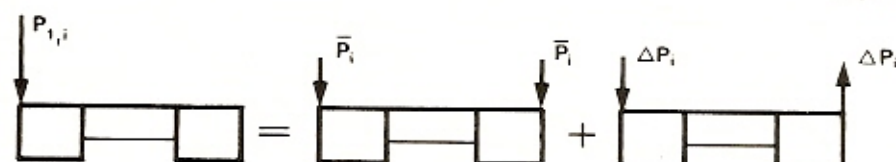


Fig. 7.25

Così facendo il problema originale, che trascurando la rigidità torsionale dei trasversi ha $2n$ incognite (n = numero di trasversi), si scinde in due problemi di n incognite.

Nel caso di carichi simmetrici come incognite si possono assumere i momenti flettenti in mezziera dei trasversi essendo ivi gli sforzi di taglio, per ragioni di simmetria, nulli. Le incognite possono poi ricavarsi imponendo che le rotazioni in mezziera dei trasversi, sempre per la simmetria, siano nulle (figura 7.26a)

Si ha quindi il seguente sistema di n equazioni:

$$\sum_{j=1}^n \vartheta_{ij} (P_j \cdot b - m_j) - m_i \cdot c/E \cdot J_{t,i} = 0 \quad (i=1 \dots n) \quad (7.30)$$

avendo indicato con $J_{t,i}$ il momento di inerzia del trasverso i e con ϑ_{ij} i coefficienti di influenza delle rotazioni nel singolo cassone considerato come trave appoggiata, cioè la rotazione in i provocata da un momento torcente unitario applicato in j .

La risoluzione delle (7.30) permette di calcolare i momenti flettenti che agiscono sui trasversi ed i momenti torcenti $P_i \cdot b - m_i$ che sollecitano ciascun cassone, il quale sopporta anche il carico verticale P_i .

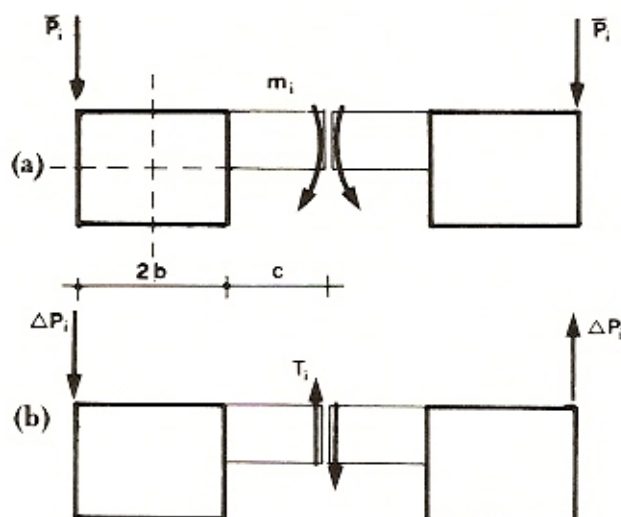


Fig. 7.26

Nel caso frequente in cui si possa accettare l'ipotesi di trasversi infinitamente rigidi ($J_{ti} = \infty$) risulta

$$m_i = P_i \cdot b \quad (7.31)$$

cioè, come era intuitivo, non si ha torsione nei cassoni.

Per la condizione di carico emisimmetrica risulta conveniente assumere come incognite gli sforzi di taglio nella mezzeria dei trasversi essendo in questo caso, per la emisimmetria, nulli i momenti flettenti.

Le equazioni di congruenza dovranno esprimere la condizione che gli abbassamenti, sempre nella mezzeria dei trasversi, devono essere nulli (figura 7.26b), e quindi hanno le espressioni seguenti:

$$\sum_{j=1}^n \delta_{ij} (\Delta P_j - T_j) - \sum_{j=1}^n \vartheta_{ij} [T_j (b+c) + \Delta P_j b] \cdot (b+c) + \\ - 1/3 T_i \cdot c^3/EJ_i = 0 \quad \text{con } (i=1...n) \quad (7.32)$$

avendo indicato con δ_{ij} i coefficienti di influenza degli abbassamenti nel singolo cassone considerato come trave, cioè l'abbassamento in i provocato da un carico unitario applicato in j .

Nel caso di unico trasverso in mezzeria del ponte il sistema (7.32) si riduce alla sola equazione:

$$\frac{1}{48} \frac{I^3}{EJ_i} (\Delta P - T) - \frac{1}{4GK_i} [T(b+c) + \Delta P \cdot b] (b+c) + \\ - \frac{1}{3} \frac{T \cdot c^3}{EJ_i} = 0 \quad (7.33)$$

essendo J_i e K_i il momento di inerzia flessionale e la costante di torsione del singolo cassone.

Dalla (7.33) si trae immediatamente:

$$T = \Delta P \cdot \frac{\frac{I^3}{48 E J_1} - \frac{b \cdot l(b+c)}{4 G K_1}}{\frac{I^3}{48 E J_1} + \frac{l(b+c)^2}{4 G K_1} + \frac{c^3}{3 E J_1}}$$

Trovate le T_i si ha la quota di carico emisimmetrico che impegna i cassoni a flessione, e che vale

$$\Delta P_i = T_i$$

Si ritrova quindi quanto detto in precedenza e cioè che per cassoni infinitamente rigidi a torsione e trasversi infinitamente rigidi a flessione (K_t e $J_t = \infty$) dalle (7.32) si vede che deve essere $\Delta P_i = T_i$; i carichi emisimmetrici non provocano flessione e qualsiasi carico si ripartisce in egual misura tra i due cassoni.

Viceversa se K_t o J_t tendono a zero, anche le T_i tendono a zero e quindi tutto il carico emisimmetrico impegna i cassoni a flessione: non si ha ripartizione trasversale del carico.

7.8.2 - Collegamento con sola soletta

Nel caso di ponti in cemento armato (normale o precompresso) la costruzione dei trasversi può risultare molto onerosa costituendo un "incidente" nella prefabbricazione. Questo è il motivo per cui si hanno diverse realizzazioni recenti di ponti a due cassoni con i soli trasversi di estremità.

Il ponte risulta allora costituito da sole piastre piane interconnesse e quindi, se la sezione si mantiene costante lungo tutta la lunghezza della travata, si può adottare uno dei metodi di calcolo quasi esatti visti per i cassoni pluricellulari. Tuttavia se si accetta l'ipotesi di cassoni che non perdano la forma è ancora possibile condurre una trattazione approssimata del tutto simile a quella vista in 7.8.1 che non richiede l'impiego dell'elaboratore, purché sia possibile una analisi armonica della struttura, cioè si tratti di travata semplicemente appoggiata alle estremità.

Infatti, se si sviluppa il carico in serie di Fourier lungo l'asse x del cassone, le deformate saranno anch'esse sinusoidali e così il momento ed il taglio incogniti lungo la mezzzeria della soletta centrale (figura 7.27). Anche in questo caso quindi l'analisi riconduce il problema della ricerca di una funzione incognita, a quello molto più semplice del calcolo di una sola incognita. Detta

$$D = \frac{1}{12} \frac{E s^3}{(1 - \nu^2)} \quad (7.34)$$

la rigidezza flessionale della soletta, le corrispondenti delle (7.30) e (7.32) divengono:

per carico simmetrico:

$$\theta (p_n \cdot b - m_n) - \frac{m_n c}{D} = 0 \quad (7.35)$$

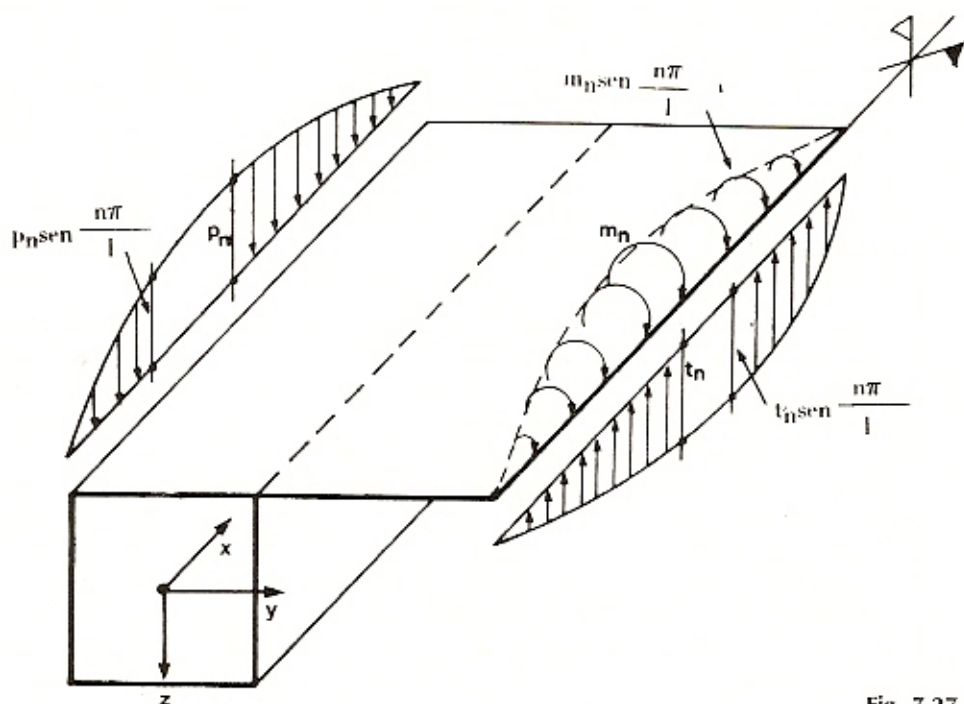


Fig. 7.27

per carico emisimmetrico:

$$\delta (\Delta p_n - t_n) - \theta [\Delta p_n \cdot b + t_n(b+c)] (b+c) - \frac{t_n c^3}{3D} = 0 \quad (7.36)$$

avendo posto

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{l^2}{n^2 \pi^2 G K_t} \\ \delta &= \frac{l^4}{n^4 \pi^4 E J_t} \end{aligned} \quad (7.37)$$

θ e δ sono la rotazione e l'abbassamento in mezzeria della trave a cassone quando viene sollecitata da un momento torcente ovvero da un carico variabili sinusoidalmente lungo x e di valore massimo unitario.

In molti casi pratici per un carico uniformemente ripartito p_0 è sufficiente riferirsi al solo primo termine dello sviluppo in serie, per cui nell'equazione basterà porre

$$n = 1 \quad p_1 = \frac{4}{\pi} \cdot p_0$$

È importante osservare che in questi ponti la soletta è particolarmente impegnata in quanto alle sollecitazioni locali dovute ai carichi che gravano su di essa

direttamente, si devono aggiungere quelle ora calcolate, cioè in pratica quelle che gli derivano dal funzionare anche come una serie continua di trasversi di collegamento tra i due cassoni.

7.8.3 - Cassoncini accostati

Nel caso di luci medio-piccole, quali ad esempio quelle dei cavalcavia, può essere conveniente realizzare impalcati formati da una serie di travi a V prefabbricate. Queste vengono poste in opera accostate per essere poi collegate dalla soletta gettata "in situ" (figura 7.28).

L'analisi della ripartizione dei carichi accidentali può farsi molto facilmente se si accettano le tre ipotesi seguenti:

- le travi sono collegate tra loro da cerniere longitudinali. Ciò equivale a trascurare la rigidezza flessionale della soletta ed è una assunzione a favore di sicurezza, almeno per quello che riguarda il calcolo delle travi;
- i cassoncini non perdono forma; ciò è abbastanza vero almeno nei casi di cassoncini piccoli con pareti che, per motivi tecnologici, sono relativamente spesse;
- è possibile svolgere l'analisi armonica dell'impalcato.

Con queste ipotesi, per la generica condizione di carico di figura, l'equazione di congruenza al generico nodo i (cioè la condizione di eguale abbassamento della cerniera i pensata appartenente alla trave i o alla trave $i + 1$) (figura 7.29) diviene:

$$\begin{aligned}
 & -t_{i-1} [\delta_i - \theta_i \cdot (b_i/2)^2] + t_i [\delta_i + \delta_{i+1} + \theta_i \cdot (b_i/2)^2 + \theta_{i+1} \cdot (b_{i+1}/2)^2] \\
 & - t_{i+1} [\delta_{i+1} - \theta_{i+1} \cdot (b_{i+1}/2)^2] = P_{i+1} \delta_{i+1} - P_i \cdot \delta_i
 \end{aligned} \quad (7.38)$$

avendo indicato con:

t_i lo sforzo di taglio (sinusoidale) che si trasmette lungo la cerniera i -esima;
 δ_i, θ_i i coefficienti elastici della trave i -esima, già definiti nel paragrafo precedente dalle (7.37).

Se tutte le travi, come succede quasi sempre, sono eguali, la (7.38) si può scrivere:

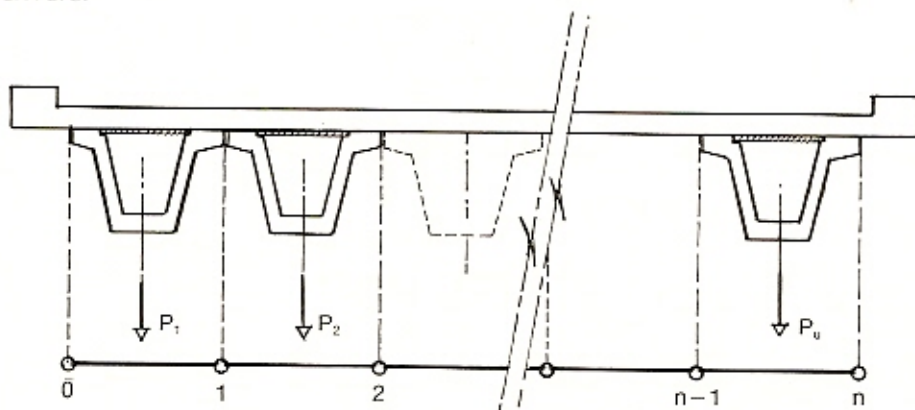


Fig. 7.28

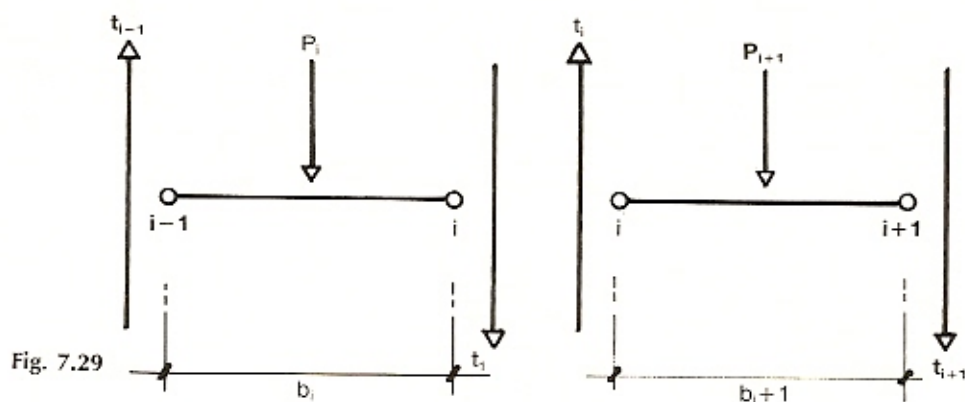


Fig. 7.29

$$-t_{i-1} (\delta - b^2 \cdot \theta/4) + 2 t_i (\delta + b^2 \cdot \theta/4) - t_{i+1} (\delta - b^2 \cdot \theta/4) = \delta (P_{i+1} - P_i) \quad (7.39)$$

o anche più semplicemente, ponendo

$$C_1 = \frac{2 (\delta + b^2 \cdot \theta/4)}{(\delta - b^2 \cdot \theta/4)} = \frac{2 (\delta/\theta + b^2/4)}{\delta/\theta + b^2/4}$$

$$C_2 = \frac{\delta}{(\delta - b^2 \cdot \theta/4)} = \frac{1}{1 - b^2/4 \cdot \theta/\delta} \quad (7.40)$$

$$\Delta P_i = P_{i+1} - P_i$$

la (7.39) si può scrivere:

$$-t_{i-1} + C_1 t_i - t_{i+1} = C_2 \Delta P_i \quad (7.41)$$

Le (7.41) costituiscono un sistema di $n - 1$ equazioni che possono facilmente risolversi in cascata. Infatti si ha:

$$t_1 = C_2 \frac{\Delta P_1}{C_1} + \frac{1}{C_1} \cdot t_2 = N_1 + K_1 t_2$$

$$t_2 = \frac{C_2 \Delta P_2 + N_1}{C_1 - K_1} + \frac{t_3}{C_1 - K_1} = N_2 + K_2 t_3$$

$$t_i = \frac{C_2 \Delta P_i + N_{i-1}}{C_1 - K_{i-1}} + \frac{t_{i+1}}{C_1 - K_{i-1}} = N_i + K_i t_{i+1}$$

$$t_{n-1} = \frac{C_2 \Delta P_{n-1} + N_{n-2}}{C_1 - K_{n-2}}$$

avendo posto

$$N_i = K_i (C_2 \Delta P_i + N_{i-1}) \quad K_i = \frac{1}{C_1 - K_{i-1}} \quad (7.42)$$

Una volta note le t_i si ha il carico verticale che grava su ciascuna trave, pari a

$$P_i = t_{i-1} + t_i$$

ed il momento torcente

$$(t_{i-1} + t_i) \cdot b/2$$

entrambi, per le ipotesi fatte, variabili sinusoidalmente lungo l'asse delle travi.

Esempio

Si abbia un impalcato con la sezione di figura 7.30 e luce $l = 12,0$ m formato da 17 cassoncini accostati ($n = 17$).

Sia:

$$J = 53,16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K = 147,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

e quindi

$$\delta/\theta = l^2/\pi^2 \cdot GK/EJ = 12^2/\pi^2 \cdot 1/2 \cdot 147,3/53,16 = 20,21 \text{ m}^2/\text{rad}$$

avendo, per semplicità, assunto $G/E = 1/2$

Le costanti (7.40) valgono

$$C_1 = \frac{2(20,21 + 0,35^2)}{(20,21 + 0,35^2)} = 2,0244 \quad C_2 = \frac{1}{1 - \frac{0,35^2}{20,21}} = 1,0061$$

da cui discendono le costanti K_i (7.42) riportate in tabella 7.1.

Tabella 7.1 - Impalcato a solettone costituiti da travi accostate collegate a cerniera

Applicazione numerica							
$n = 17$ $C_1 = 2.0244$ $C_2 = 1.0061$ $b = 0.7$							
n_i	k_i	P_i/P	$\Delta P_i/P$	N_i/P	t_i/P	$[P_i - t_{i-1} + t_i]/P$	$(t_{i-1} + t_i) \cdot b/2$
1	0.4940	0.00	0.43	0.2137	0.1909	0.1909	0.0668
2	0.6534	0.43	0.14	0.2317	-0.0462	0.1929	0.0506
3	0.7294	0.57	-0.57	-0.2493	-0.4253	0.1909	-0.1650
4	0.7722	0.00	0.57	0.2503	-0.2413	0.1840	-0.2333
5	0.7986	0.57	-0.14	0.0874	-0.6366	0.1747	-0.3073
6	0.8158	0.43	-0.43	-0.2816	-0.9067	0.1600	-0.5402
7	0.8274	0.00	0.00	-0.2330	-0.7662	0.1405	-0.5855
8	0.8354	0.00	0.00	-0.1947	-0.6444	0.1218	-0.4937
9	0.8411	0.00	0.00	-0.1637	-0.5384	0.1061	-0.4140
10	0.8451	0.00	0.00	-0.1384	-0.4454	0.0929	-0.3443
11	0.8479	0.00	0.00	-0.1173	-0.3634	0.0821	-0.2831
12	0.8500	0.00	0.00	-0.0997	-0.2902	0.0732	-0.2287
13	0.8515	0.00	0.00	-0.0849	-0.2241	0.0661	-0.1800
14	0.8526	0.00	0.00	-0.0724	-0.1634	0.0606	-0.1356
15	0.8534	0.00	0.00	-0.0618	-0.1068	0.0566	-0.0946
16	0.8540	0.00	0.00	-0.0528	-0.0528	0.0540	-0.0558
17	0.8544	0.00	0.00	-0.0451		0.0528	-0.0185
						$\Sigma = 2,00$	

Consideriamo ora la condizione di carico di figura 7.30. Con buona approssimazione possiamo porre:

$$P_2 = 0,30/0,70 \cdot P = 0,43 P$$

$$P_3 = 0,40/0,70 \cdot P = 0,57 P$$

Per tutte le altre travi $P = 0$

$$P_5 = 0,30/0,70 \cdot P = 0,43 P$$

$$P_6 = 0,40/0,70 \cdot P = 0,57 P$$

In senso longitudinale il carico andrebbe scomposto in serie di seni per rispettare le ipotesi fatte.

Qui, per semplicità, assumiamo valida la ripartizione del carico che si ottiene con il primo termine dello sviluppo in serie.

La tabella 7.1 riporta i valori dei tagli incogniti e quindi i carichi ed i momenti torcenti agenti su ciascuna trave. Nella figura è riportata la distribuzione dei carichi tra le varie nervature ottenuta con questo metodo e confrontata con quella che si avrebbe applicando il metodo di Guyon - Massonnet con i seguenti parametri del graticcio (vedi paragrafo 6.4):

$$D_x = E \cdot \frac{53,16 \cdot 10^{-4}}{0,70} = 75,9 \cdot 10^{-4} E$$

$$D_y = E/12 \cdot 1 \cdot 0,20^3 = 6,7 \cdot 10^{-4} E \text{ (soletta)}$$

$$C_{xy} = G \cdot \frac{147,3 \cdot 10^{-4}}{0,70} = 210,4 \cdot 10^{-4} G \quad C_{yx} \approx 0$$

$$H = 1/2 (C_{xy} + C_{yx}) = 105,2 \cdot 10^{-4} G$$

$$\theta = \frac{5,95}{12} \cdot \left(\frac{75,9}{6,7} \right)^{1/4} = 0,90$$

$$\alpha = \frac{105,2}{2(75,9 \cdot 6,7)^{1/2}} > 1 \quad (E/G \approx 1/2)$$

Come si vede il metodo di Guyon - Massonnet porta ad una distribuzione del carico leggermente più sfavorevole in quanto si è sottostimata la rigidità trasversale dell'impalcato (D_y).

Infatti la soletta può deformarsi solo sui brevi tratti tra trave e trave.

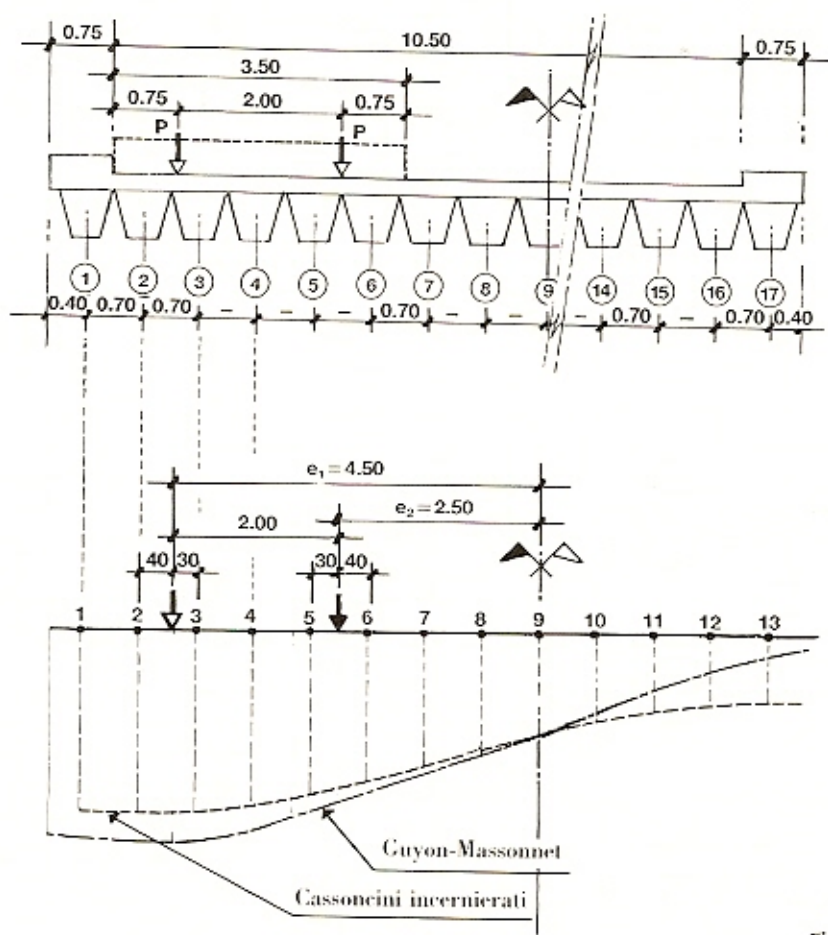


Fig. 7.30

BIBLIOGRAFIA

- [1] GOLDBERG J.E. - LEVE H.L., "Theory of Prismatic Folded Plate Structures", AIPC - Pub. 17/1957.
- [2] CHEUNG Y.K., "Finite strip method in structural analysis", Pergamon Press, Oxford 1976.
- [3] DE MIRANDA F., "Ponti a struttura d'acciaio" Vol. VII Collana Tecnico Scientifica per la progettazione di strutture in acciaio, ITALSIDER.
- [4] PETRANGELI M.P. - ZECHINI A., "Sul calcolo dei ponti a cassone unicellulare con pareti sottili", Estratto del Giornale del Genio Civile, fasc.li 4°, 5°, 6°, 1972.
- [5] HETENYI M., "Beam on elastic foundation", The University of Michigan Press, 1946.

- [6] SCORDELLIS A.C., "Analysis of Simply Supported Box Girder Bridges", University of California Berkeley, SESM-66 - 17, ottobre 1966.
- [7] POZZATI P., "Trave a cassone pluricellulare soggetta a torsione" dal vol. "Sandro Dei Poli - 1985 - Testimonianze e note scientifiche in onore del settantesimo compleanno".

8

LE TRAVATE RETICOLARI

8.1 - GENERALITÀ

Una trave reticolare può essere definita come un insieme di aste rettilinee collegate tra loro in modo da formare una struttura a maglie triangolari capace di sopportare i carichi esterni principalmente con forze assiali nei suoi membri. L'impiego delle travi reticolari è limitato quasi esclusivamente al caso di ponti in acciaio, anche se si hanno esempi recenti di travi reticolari in c.a.p. quali il ponte Mangfall in Germania (1959) con luci di 90-108-90 m ed i viadotti (figura 8.1) Sylons e Glacières in Francia (1989).[1]

Questo tipo di travata, che può essere continua, gerber o semplicemente appoggiata, ha trovato applicazione nel campo delle luci medio-grandi, dell'ordine di 150+400 m, in cui è essenziale ridurre il peso proprio. Attualmente alcuni tipi strutturali più moderni, quali i ponti strallati, tendono a sostituire le travi reticolari, specie in Europa, mentre sono ancora molto usate in Nord America; peraltro il notevole risparmio di materiale che si ha con queste strutture potrebbe portare ad un loro rilancio anche in Italia, come già sta accadendo per le coperture degli edifici industriali.

In contrapposizione all'economia di materiali, rispetto alle travi a parete piena, si ha in genere un maggior numero di giunzioni da effettuare ed una maggiore difficoltà di manutenzione; l'impatto visivo delle strutture reticolari può inoltre non piacere anche perché, essendo le aste di parete molto più leggere delle anime a parete piena, conviene avere travi relativamente alte.

D'altro canto questa maggiore altezza porta ad una minore deformabilità, e ciò spiega il loro frequente uso nel caso di ponti ferroviari.

In un ponte a trave reticolare si possono in genere distinguere (vedi figura 8.2);

- a) l'impalcato a piastra ortotropa o a soletta di c.a.;
- b) le travi trasversali che sopportano l'impalcato e riportano i carichi ai nodi delle strutture principali;
- c) le travi reticolari propriamente dette che portano i carichi verticali e che costituiscono la struttura principale;
- d) le strutture di controventamento che resistono a tutte le azioni orizzontali e garantiscono la stabilità di forma del ponte.

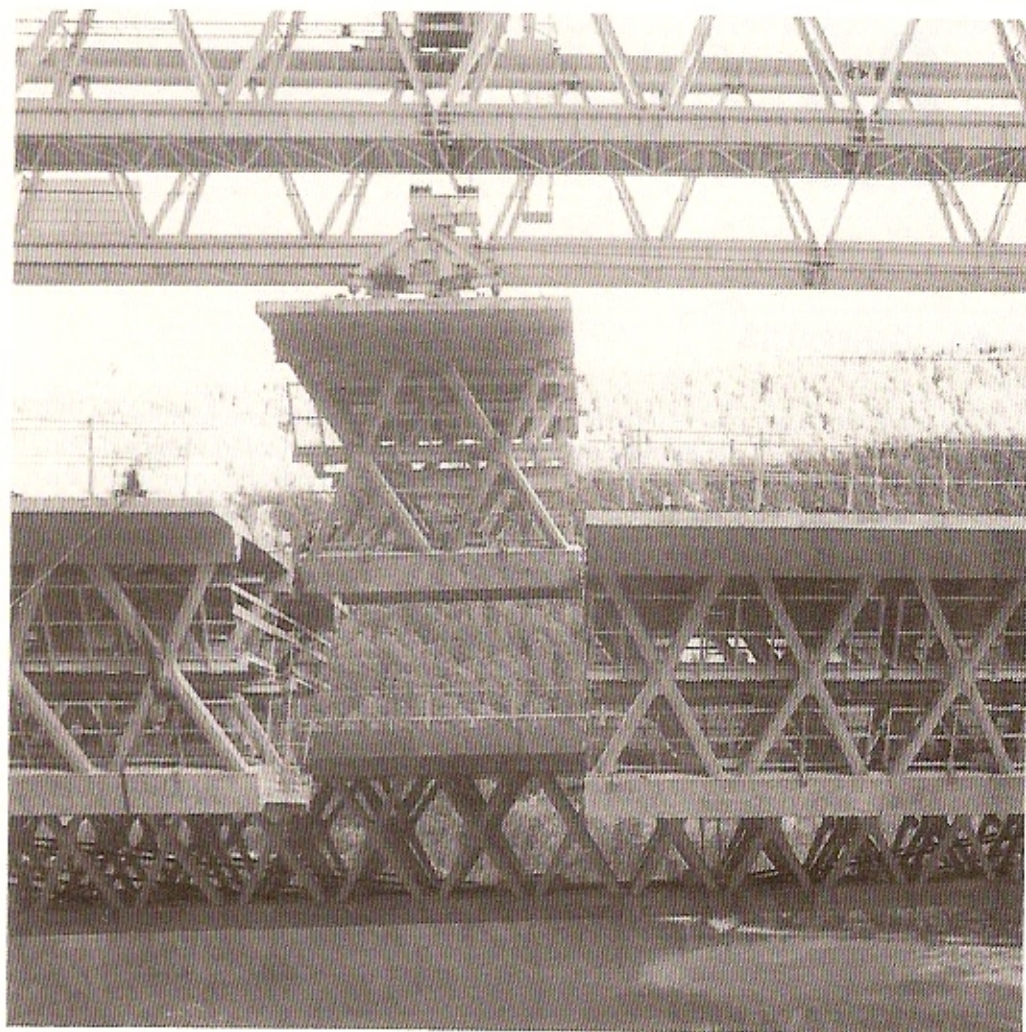


Fig. 8.1 Viadotti Sylons e Glacières sulla A40 in Francia [da l'Industria Italiana del cemento].

8.2 - TIPOLOGIA

Una trave reticolare, oltre che staticamente determinata o iperstatica con riferimento ai vincoli esterni, può risultarlo anche rispetto al numero delle aste che la compongono. Più precisamente se a è il numero delle aste ed n quello dei nodi, la travata si dice a "maglie semplici" qualora sia: $a = 2n - 3$; ciò vuol dire che se si ipotizzano cerniere ai nodi, dati i carichi e le reazioni vincolari, le sole equazioni della statica sono sufficienti per determinare gli sforzi nelle aste. In figura 8.3 sono riportati i tipi più noti di travi reticolari.

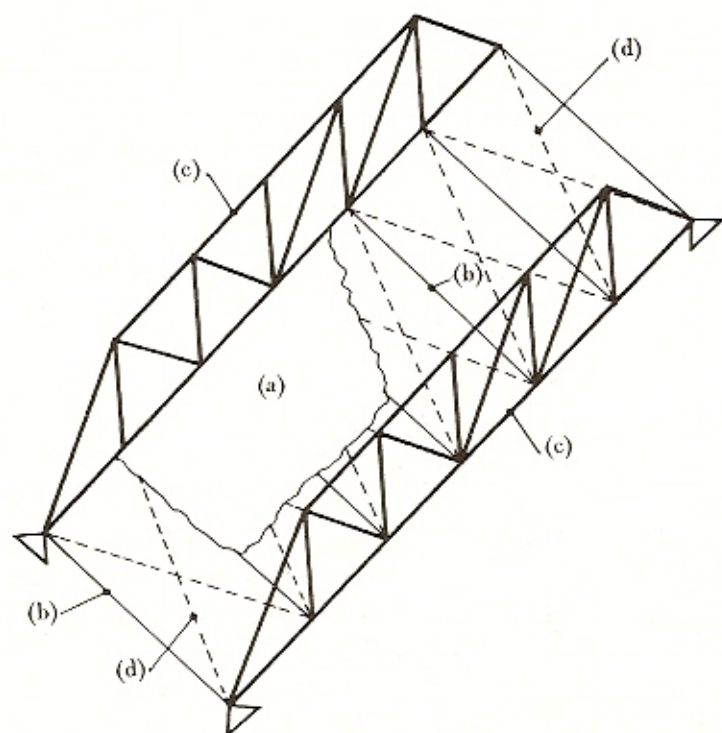


Fig. 8.2

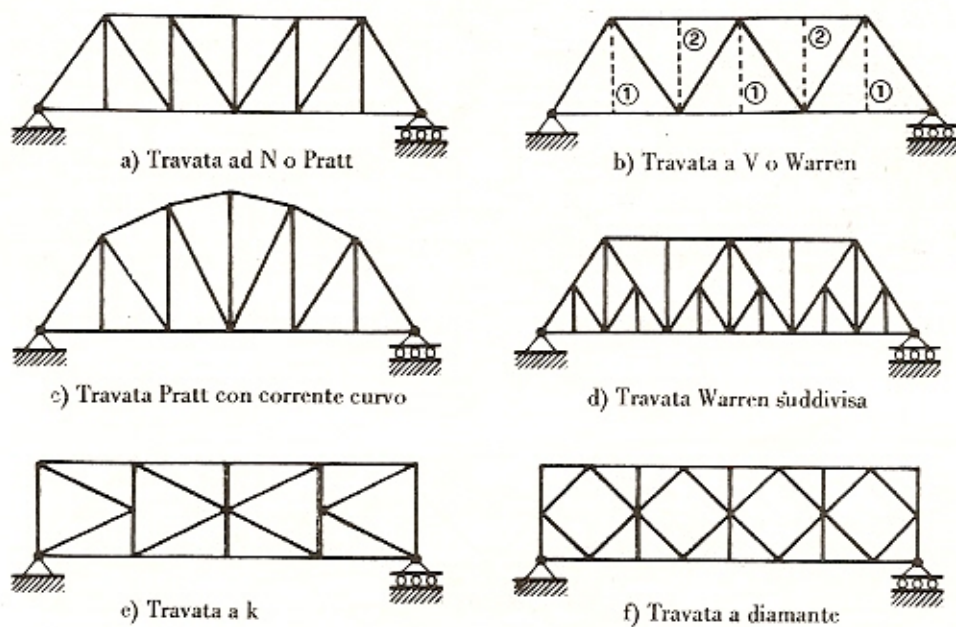


Fig. 8.3

Le travi Pratt e Warren sono in genere impiegate per le strutture principali; la prima ha il vantaggio di avere le diagonali tutte tese, almeno per i carichi permanenti, mentre le aste compresse, i montanti, sono più corte. Nella trave Warren (figura 8.3b) può essere necessario a volte disporre montanti del tipo 1 che assolvono alla funzione locale di riportare i carichi al corrispondente nodo del corrente opposto, senza peraltro partecipare al funzionamento globale della trave, ed altri del tipo 2 che riducono la lunghezza libera delle aste del corrente compresso.

Le travi a K ed a diamante sono invece usate per le strutture di controventamento richiedendo un rapporto altezza-luce molto alto.

A volte si dispongono aste secondarie anche per ridurre la lunghezza libera di inflessione delle aste diagonali, come nel caso d).

In tutti gli schemi visti il corrente che porta il piano viario può essere quello superiore (ponti a via superiore) o quello inferiore ed è quasi sempre rettilineo.

L'altro corrente invece può avere un andamento curvilineo (figura 8.3c) in genere parabolico, per avere sforzi il più possibile uniformi nelle aste costituenti i correnti: la variabilità dell'altezza della trave che ne risulta, se da un lato porta ad un risparmio di materiale, presenta lo svantaggio di avere nodi tutti diversi tra loro.

L'inclinazione ottimale delle diagonali, cioè il numero delle aste, non è noto a priori e va quindi ricercata o per tentativi o con programmi di ottimizzazione strutturale: si può peraltro indicare come più economico, in via approssimata, un angolo di $45^\circ/50^\circ$ rispetto all'orizzontale.

Per ciò che concerne l'altezza più conveniente per queste travi, l'esame di molti ponti costruiti indica che può porsi nei seguenti limiti

$1/8 \div 1/16$ della luce per i ponti stradali

$1/5 \div 1/10$ della luce per i ponti ferroviari

8.3 - CENNI DI CALCOLO

Una trave reticolare ideale soddisfa le tre ipotesi seguenti:

- 1) le aste sono incernierate agli estremi;
- 2) i carichi sono nodali;
- 3) tutti gli assi delle aste che concorrono ad un nodo si incontrano in un punto.

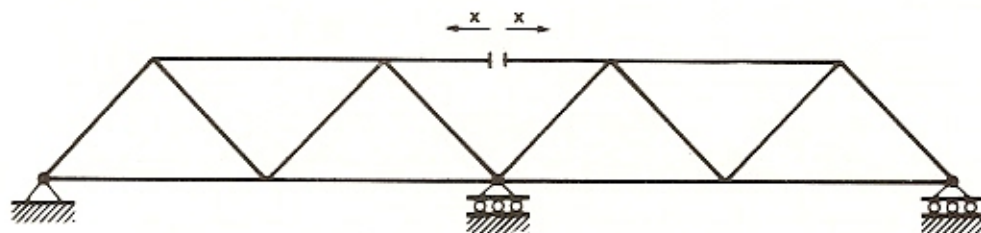


Fig. 8.4

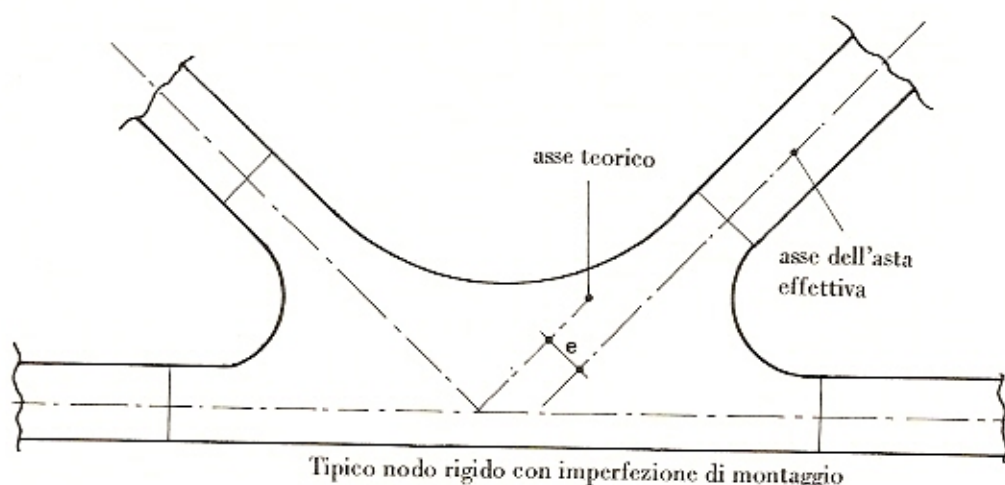


Fig. 8.5

In una trave reticolare ideale si hanno solo sforzi assiali ed il calcolo si può condurre facilmente con i metodi convenzionali. Al termine del capitolo sono riportate le linee di influenza per alcune travi reticolari isostatiche; nel caso di vincoli sovrabbondanti è conveniente in genere sopprimere qualche asta assumendo come incognite gli sforzi da esse trasmesse (figura 8.4).

Le tre ipotesi fatte vengono però regolarmente disattese nel caso dei ponti perché le aste sono connesse rigidamente ai nodi ove si dispongono, per motivi costruttivi, robusti fazzoletti di lamiera. Inoltre le inevitabili imperfezioni di montaggio portano ad eccentricità delle aste rispetto ai nodi teorici, come indicato nella figura 8.5.

Infine i carichi non sono mai esclusivamente nodali, avendosi, nella migliore delle ipotesi, il peso proprio delle aste che è uniformemente ripartito su di esse.

Le tre cause viste fanno insorgere nelle membrature sollecitazioni di flessione e taglio tanto più elevate quanto più le aste sono tozze. Queste sollecitazioni in genere danno uno scarso contributo alla portanza dei carichi esterni, rispetto al funzionamento di trave reticolare ideale; la loro entità va però valutata in quanto possono portare a rottura per fatica in prossimità dei nodi ove queste sollecitazioni secondarie sono più elevate e dove si hanno cause concomitanti che possono innescare le rotture, quali intagli, fori per bulloni, saldature eccetera.

Dall'esame di un gran numero di ponti a trave reticolare, Rös ha dedotto il diagramma di figura 8.6 che illustra bene l'influenza della snellezza delle aste sulla entità delle sollecitazioni secondarie. [2]

Il calcolo delle sollecitazioni secondarie nelle travi reticolari risulta molto semplice con l'uso dell'elaboratore, in quanto basta trattare la struttura come un qualsiasi telaio a nodi rigidi. Unica particolarità è che in questo caso gli sforzi

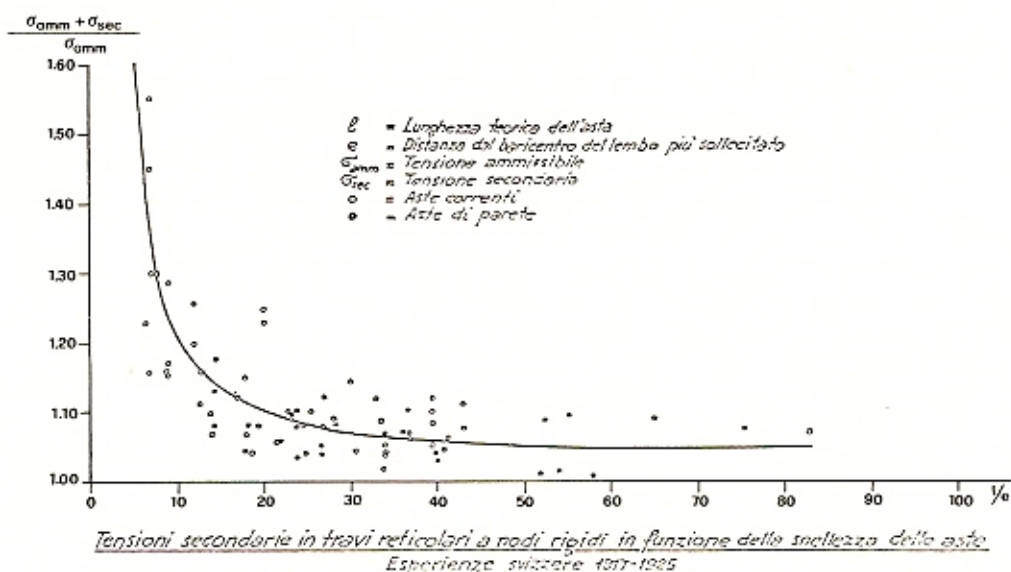


Fig. 8.6

assiali sono predominanti e tali da influenzare con effetti del secondo ordine le rigidezze flessionali delle aste.

Infatti se consideriamo la generica asta **hi** supposta a momento di inerzia costante e pari a J_{hi} , la rigidezza flessionale intesa come il momento che provoca la rotazione unitaria in un estremo quando l'altro non può ruotare (figura 8.7) vale:

$$a_{h,hi} = \frac{S E J_{hi}}{l_{hi}} \quad (8.1)$$

$$a_{hi} = C \cdot a_{h,hi}$$

ove i coefficienti S e C , che come è noto valgono rispettivamente 4 e 0,5 in assenza di forza assiale, dipendono da N_{hi} nella maniera seguente: [3] [4]

$$S = \frac{\alpha(1-2\alpha \cot 2\alpha)}{\tan \alpha - \alpha} \quad \text{asta compressa} \quad (8.2)$$

$$C = \frac{2\alpha - \sin 2\alpha}{\sin 2\alpha - 2\alpha \cos 2\alpha}$$

$$S = \frac{\alpha(1-2\alpha \coth 2\alpha)}{\tanh \alpha - \alpha} \quad \text{asta tesa} \quad (8.3)$$

$$C = \frac{2\alpha - \sinh 2\alpha}{\sinh 2\alpha - 2\alpha \cosh 2\alpha}$$

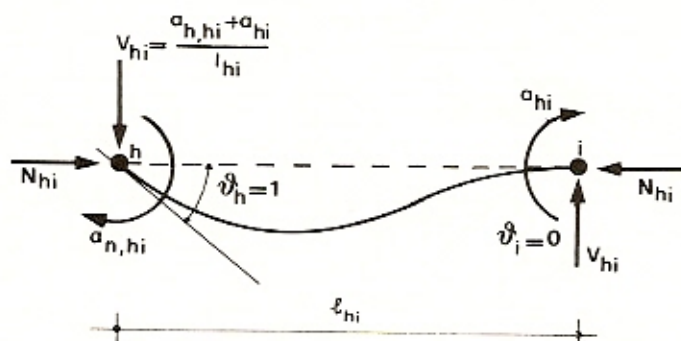


Fig. 8.7

avendo indicato con

$$\alpha = \frac{\pi}{2} \left(\frac{N_{hi}}{N_{E,hi}} \right)^{1/2} \quad (8.4)$$

e con $N_{E,hi}$ il carico critico Euleriano dell'asta

$$N_{E,hi} = \pi^2 \cdot \frac{EI_{hi}}{l_{hi}^2} \quad (8.5)$$

Si vede quindi come il problema non è lineare dipendendo la matrice delle rigidezze del sistema dal valore dei carichi. Si può allora far crescere il carico "passo passo" aggiornando di volta in volta la matrice in questione oppure più semplicemente, essendo in genere la correzione da apportare di modesta entità, calcolare un primo valore di N_{hi} nell'ipotesi di trave reticolare con cerniere ai nodi e poi risolvere il telaio con le rigidezze delle aste valutate con questo valore della forza assiale, senza ulteriori iterazioni.

8.4 - LE STRUTTURE DI CONTROVENTAMENTO

Le strutture di controventamento servono per sopportare tutte le azioni orizzontali (vento, frenatura, forza centrifuga ecc.) e trasferirle ai vincoli; esse inoltre eliminano la possibilità che le strutture principali si deformino fuori dal loro piano per fenomeni di instabilità. [5]

Più in generale si può dire che le strutture di controventamento completano la sezione del ponte in modo che il suo comportamento si avvicini a quello di una sezione scatolare unicellulare; unica differenza è che invece di lastre continue si hanno travi reticolari.

Sono necessari pertanto controventamenti orizzontali sia in corrispondenza dei correnti superiori che di quelli inferiori. Nel caso molto frequente in cui il piano viario sia formato da una struttura continua (soletta in c.a. o lastra ortotropa), questa funge anche da controventamento, come indicato chiaramente nella figura 8.8.

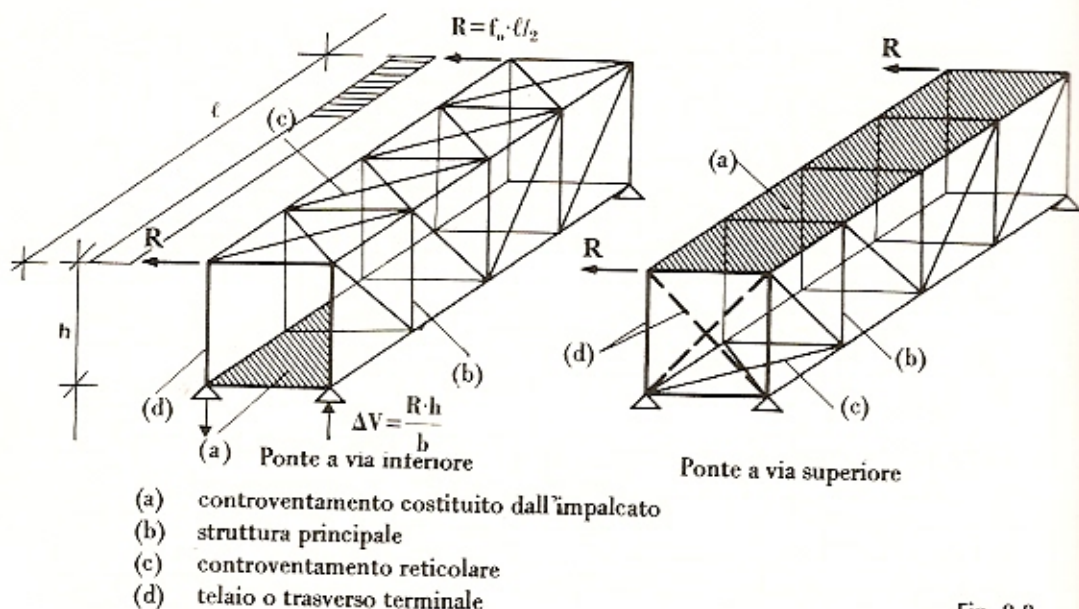


Fig. 8.8

Nelle zone terminali le reazioni orizzontali trasmesse dalle travi tipo (c) devono essere riportate agli appoggi da robusti portali (se il ponte è a via inferiore) o da trasversi reticolari nel caso di via superiore (elementi d di figura).

Questi trasversi reticolari, quando possibile, vanno disposti anche in corrispondenza dei nodi intermedi in modo da evitare la perdita di forma della sezione (vedi cap. 7). Lo schema visto è alquanto diverso nel caso di quei ponti a via inferiore in cui l'altezza delle travi principali non raggiunge quella minima richiesta per il transito dei sovraccarichi, e quindi non è possibile mettere il controventamento superiore.

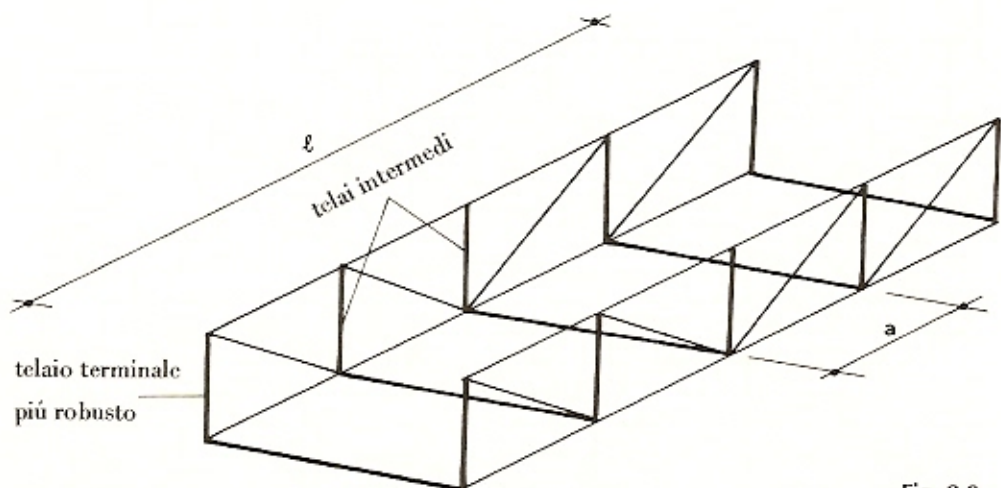


Fig. 8.9

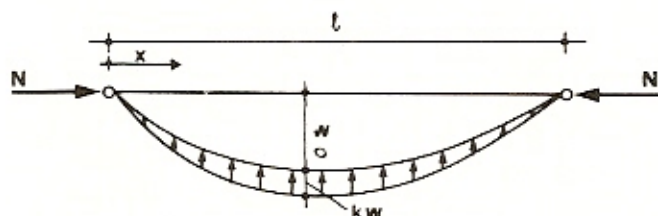


Fig. 8.10

In questo caso le azioni orizzontali sul corrente superiore vengono riportate al piano impalcato da una serie di robusti telai ad U che hanno anche funzione di impedire lo sbandamento laterale del corrente compresso fuori dal piano della trave (figura 8.9).

Il calcolo del carico critico di un corrente compresso che si trovi in questa situazione può condursi in modo approssimato trattando il corrente stesso quale asta su suolo elastico (i telai supposti molto vicini) e soggetta ad uno sforzo costante. In realtà N sarà variabile lungo il corrente ma, a favore di stabilità, si potrà fare riferimento al valore massimo che si ha in mezzzeria della trave.

Con queste ipotesi, in condizioni di equilibrio indifferente, l'equazione della linea elastica della trave è (figura 8.10)

$$E J W^{IV} + N W'' + K W = 0 \quad (8.6)$$

con

$$W'' = W = 0 \text{ per } X = 0 ; X = l$$

ed essendo E J la rigidezza flessionale del corrente e K la rigidezza del suolo elastico, che si può calcolare come specificato più avanti. Ponendo

$$W = W_0 \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (8.7)$$

e sostituendo nella (8.6) si ricava il valore di N critico che corrisponde all'n-esima deformata critica:

$$N_{crit}^{(n)} = \frac{n^2 \pi^2 E J}{l^2} + \frac{K l^2}{n^2 \pi^2} \quad (8.8)$$

Supponendo n variabile con continuità (in realtà n è un numero intero) si ha il valore minimo di N_{crit} ponendo

$$\frac{dN}{dn} = 0 \text{ da cui } N_{crit} = 2 (E J K)^{1/2} \quad (8.9)$$

Volendo utilizzare per le verifiche il metodo ω , e quindi le tabelle delle Norme, si può definire una lunghezza libera di inflessione equivalente tale che:

$$\pi^2 E J / l_0^2 = 2 (E J K)^{1/2} \quad (8.10)$$

da cui

$$l_0 = \pi (E J / 4 k)^{1/4} \quad (8.11)$$

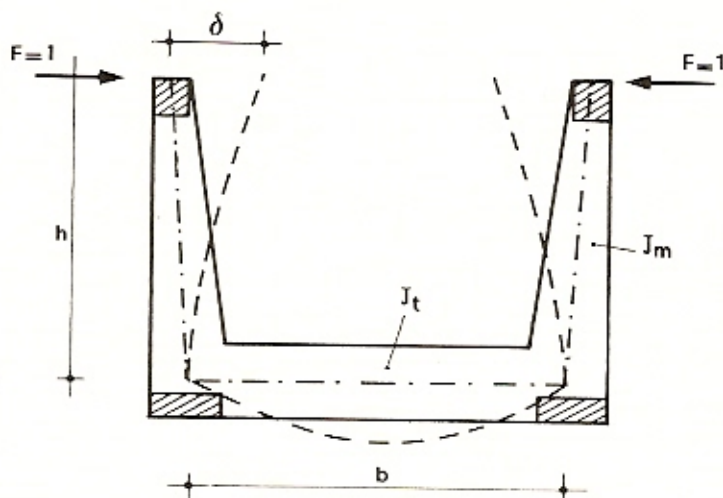


Fig. 8.11

Per il calcolo di K si può procedere come segue.

Detto δ lo spostamento della sommità del telaio per la condizione di carico di figura 8.11, risulta

$$\delta = \frac{h^3}{3 E J_m} + \frac{h^2 b}{2 E J_t} \quad (8.12)$$

Noto δ si ha la rigidezza del singolo telaio e quindi la rigidezza ripartita a metro dividendo per l'interasse "a" dei telai.

$$K = \frac{1}{\delta \cdot a} \quad (8.13)$$

8.5 - LE LINEE DI INFLUENZA PER LE TRAVI RETICOLARI

Le linee di influenza degli sforzi assiali nelle aste di una trave reticolare ideale, a maglie semplici, possono ottenersi molto semplicemente da quelle dei momenti flettenti o degli sforzi di taglio in opportune sezioni di una trave ideale a parete piena vincolata come quella reticolare che si sta studiando.

Si ricorda infatti che per una qualsiasi posizione del carico lo sforzo nell'asta hk può ricavarsi facendo una sezione di Ritter (cioè che tagli tre aste di cui una è quella in esame) e calcolando il momento M_c di tutte le forze che precedono la sezione rispetto al polo C dell'asta hk , punto di incontro delle altre due aste (figura 8.12).

Per l'equilibrio deve aversi

$$N_{hk} = \frac{M_c}{b} \quad (8.14)$$

e quindi la linea di influenza dello sforzo N_{hk} è quella del momento flettente M_c a meno della costante $1/b$, essendo b la distanza dell'asta dal suo polo.

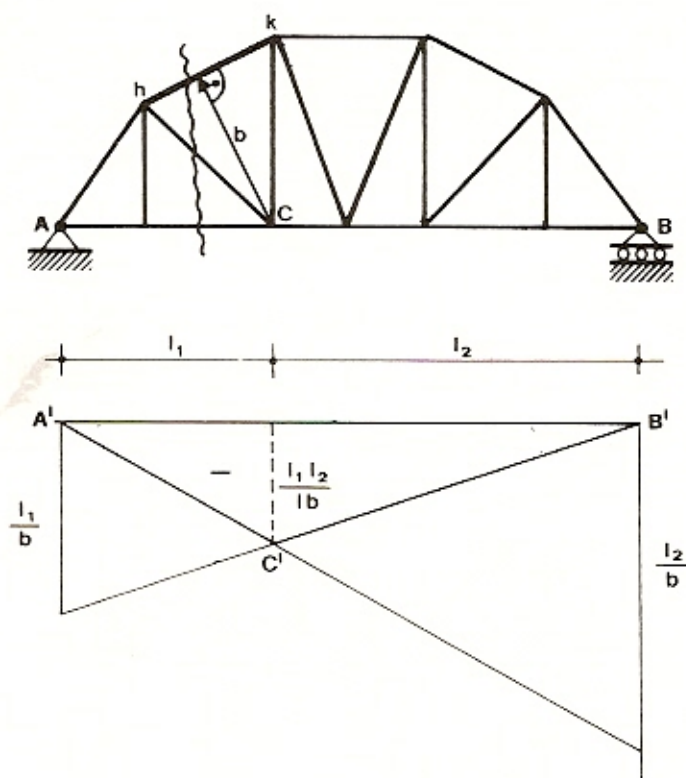


Fig. 8.12

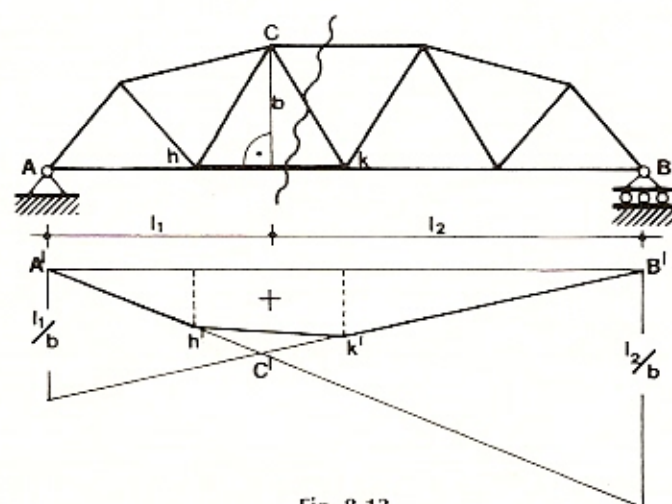


Fig. 8.13

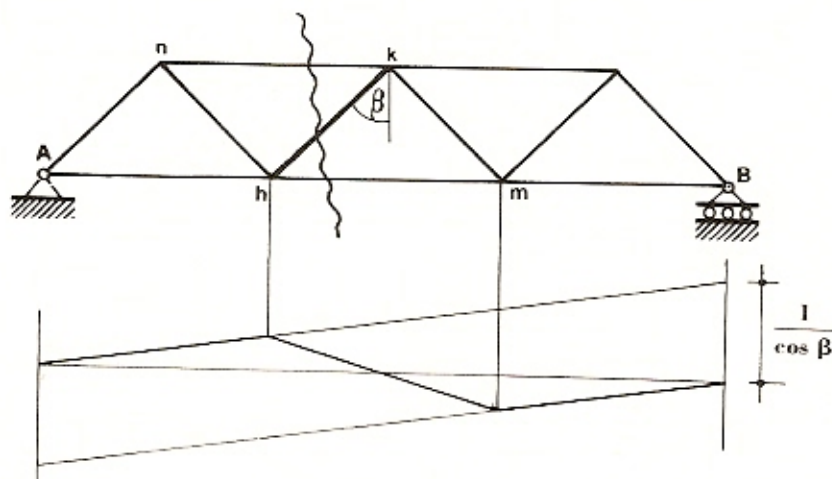


Fig. 8.14

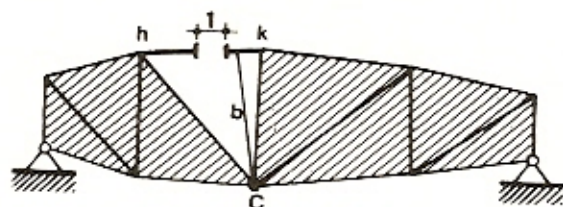


Fig. 8.15

Qualora il polo C si trovi sul corrente opposto a quello su cui può avvenire il transito, avendosi per definizione solo carichi nodali, bisognerà modificare la linea di influenza calcolata con la 8.14 per tenere conto del carico indiretto, come chiaramente illustrato nella figura 8.13.

Infine quando il polo C di un'asta si trova all'infinito - come accade per esempio in tutte le aste di parete delle travi reticolari a correnti paralleli - (figura 8.14), conviene fare l'equilibrio delle forze verticali che precedono la sezione di Ritter, anziché dei momenti.

Si ha allora:

$$N = \frac{T}{\cos \beta} \quad (8.15)$$

essendo T la risultante di tutte le forze verticali che precedono l'asta hk . La linea di influenza di N_{hk} quindi in questo caso è quella dello sforzo di taglio T in una generica sezione di una trave compresa tra h e k, a meno della costante $1/\cos \beta$. Anche in questo caso ovviamente bisognerà tenere conto del carico indiretto tra i nodi h ed m ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Questo nell'ipotesi di carico che percorra il corrente inferiore, altrimenti il carico sarebbe indiretto tra il punto n e k.

Notiamo infine come tutte le linee di influenza viste potevano ottenersi applicando il teorema di Land e cioè tagliando l'asta **hk** in esame e facendo avvenire una distorsione tale da provocare un allungamento unitario dell'asta **hk** (figura 8.15). Ciò provoca evidentemente una rotazione relativa pari ad $1/b$ nella cerniera C e quindi la deformata che si ottiene, cioè la linea di influenza cercata, è simile a quella del momento che comporta, come è noto, una rotazione relativa unitaria in C.

BIBLIOGRAFIA

- [1] L'INDUSTRIA ITALIANA DEL CEMENTO, "I viadotti di Sylons e Glacières con struttura a traliccio spaziale in c.a.p. realizzati per l'autostrada A40 nel massiccio del Jura (Francia)", fascicolo 6/1990.
- [2] GAVARINI C., "Appunti dalle lezioni del corso di Costruzioni di Ponti del Prof. Ceradini G.", Roma 1960.
- [3] LIVESLEY R.K., CHANDLER D.B.: "Stability Functions for structural Frameworks" Manchester Univ. Press 1956.
- [4] O' CONNOR C.: "Design of Bridge Superstructures" John Wiley and Sons New York 1971.
- [5] STEVENS L.K., SCHMIDT L.C.: "Elastic Critical Loads of Laterally Braced Trusses" Inst. Eng. Australia, Civ. Eng. Trans. Oct. 1965.

9

METODI DI
COSTRUZIONE DEGLI
IMPALCATI IN C.A.P.

9.1 - GENERALITÀ

I ponti moderni, salvo rare eccezioni, sono costruiti essenzialmente da un impalcato ad asse rettilineo che può essere solidale o meno con le pile, generalmente verticali.

Normalmente l'impalcato, se si escludono le opere singolari, è un elemento con una dimensione (la lunghezza) nettamente prevalente rispetto alle altre due: ne deriva la necessità di costruirlo comunque per segmenti successivi, prefabbricati o gettati in opera a seconda dei casi.

La lunghezza di questi segmenti varia molto in funzione della distanza tra le pile, cioè della luce della travata, e della forma della sezione trasversale.

Per luci medio-piccole si possono avere lunghezze dei segmenti pari all'intera campata ed in questo caso il ponte viene costruito per *campate successive* ("span by span").

Normalmente se si adotta una sezione trasversale "aperta", cioè il classico ponte a grigliato con travi e trasversi, le travi possono essere prefabbricate, con luci fino ad un massimo di 50 m circa (figura 9.1).

In questo caso la sezione trasversale viene scomposta in più segmenti longitudinali - le travi - che vengono collegate da soletta e trasversi normalmente gettati in opera.

Qualora si adotti invece una sezione a cassone, la prefabbricazione dell'intera campata (figura 9.2), dati i maggior pesi, può avvenire fino a luci di 30-40 m, preferendosi altrimenti il getto in opera. Questo può avvenire sia su centine tradizionali che su strutture di sostegno provvisorie in acciaio, cioè su veri e propri ponti di servizio, capaci di sostenere il getto di una campata per poi autovararsi e sostenere il getto di quella successiva (figura 9.3). Con questa tecnica si arriva a luci generalmente inferiori a 50 m.

In ogni caso lo schema statico può essere quello di una serie di travi semplicemente appoggiate ovvero di una trave continua.

Nel caso di prefabbricazione, date le difficoltà di realizzare la continuità in opera, la tendenza attuale è quella di lasciare le travi semplicemente appoggiate facendo la soletta continua su 200-300 m in modo da evitare i giunti, fastidiosi in esercizio e di costosa manutenzione.

Quando le luci da superare sono maggiori dei valori visti, la lunghezza del



Fig. 9.1 Varo di travi prefabbricate.



Fig. 9.2 Varo di cassone prefab [1].



Fig. 9.3 Getto in opera su centina autovariante.

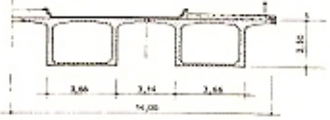
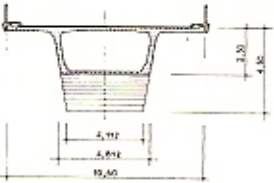
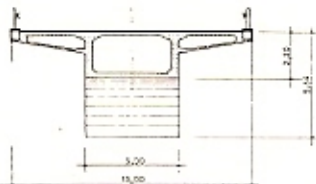
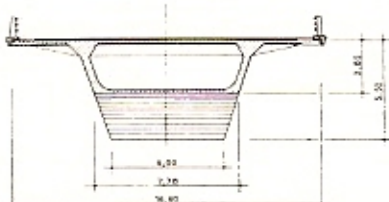
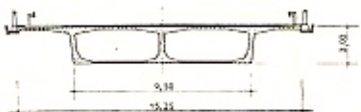
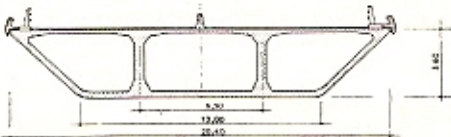
Ponte	Sezione trasversale (dimensioni in metri)	Lunghezza del concio	Peso massimo di un concio (ton)
CHOISY-LE-ROI		2.50 m 8.20 ft	25
SEUDRE		3.30 m 10.80 ft	75
BLOIS		3.50 m 11.50 ft	75
CHILLON		3.20 m 10.50 ft	80
SAINT-ANDRE- DE-CUBZAC		3.40 m 11.20 ft	80
B3 SOUTH		2.50 m - 3.40 m 8.20 ft - 11.20 ft	50
SAINT-CLOUD		2.25 m 7.40 ft	130

Fig. 9.4 Sezioni trasversali e pesi di conci prefabbricati [2].

segmento è una frazione di quella della campata e si ha la cosiddetta *costruzione a conci*.

Nel caso di costruzione per conci successivi la sezione trasversale è quasi sempre a cassone sia unicellulare che pluricellulare [2] (figura 9.4).

L'avanzamento della costruzione può avvenire sostanzialmente in due modi:

- a) procedendo a sbalzo simmetricamente da ciascuna pila, nel qual caso ciascun concio viene gettato o montato nella sua posizione finale;
- b) "spingendo" l'impalcato in avanti a partire da una spalla. In questo caso i conci vengono gettati tutti in un'unica posizione e poi spinti in avanti mano a mano che la costruzione procede.

Nel caso a) i conci possono essere sia gettati "in situ" che prefabbricati e montati in opera impiegando resine (generalmente a due componenti) per garantire il contatto tra conci prefabbricati contigui.

In entrambi i casi le strutture di servizio che sorreggono il concio nella fase di presa, se gettato in opera, ovvero nella fase di montaggio, se prefabbricato, possono operare a sbalzo dalla parte già costruita ovvero poggiare su due pile successive e quindi funzionare come un carro varo (figure 9.5-9.6).

La centina a sbalzo viene generalmente impiegata per il getto in opera di ponti con un numero limitato di campate mentre il carro varo dei conci prefabbricati, generalmente costoso e complicato da montare, è giustificato per ponti molto lunghi.



Fig. 9.5 Costruzione a sbalzo per conci successivi [3].

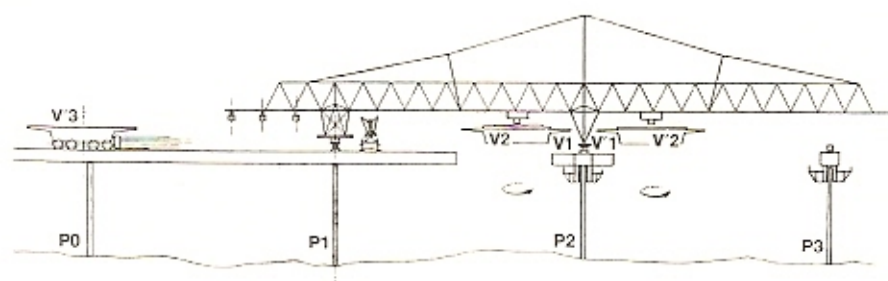


Fig. 9.6 Varo conci prefabbricati [2].

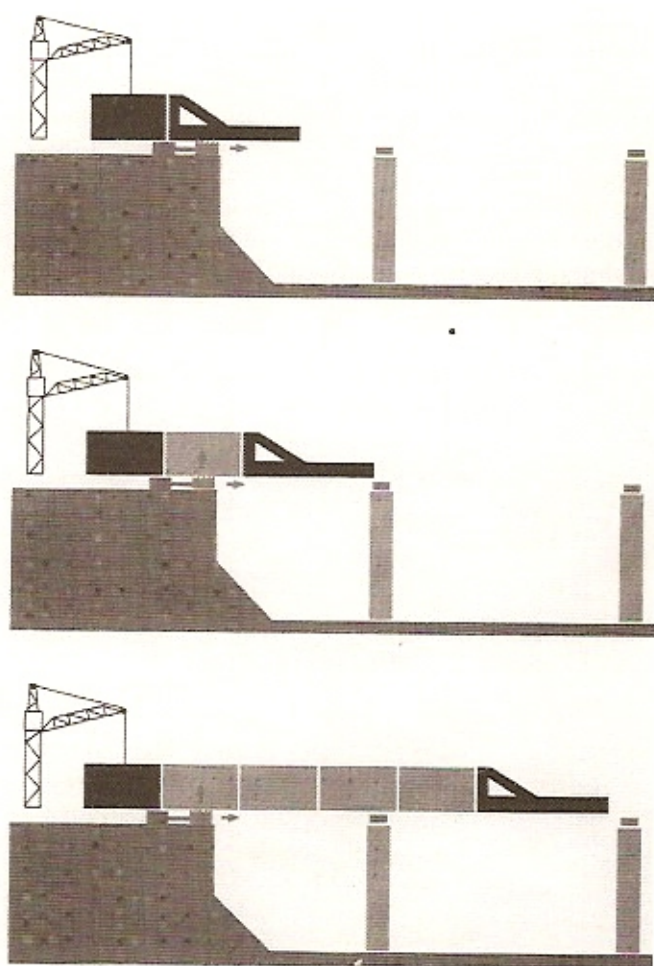


Fig. 9.7 Schema di costruzione "a spinta" [4].



Fig. 9.8 Ponte in curva (R-cost) costruito "a spinta" [4].

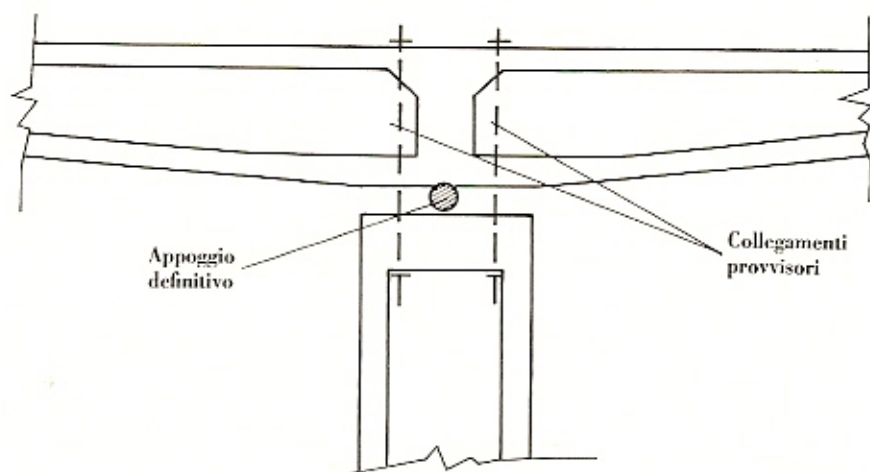


Fig. 9.9

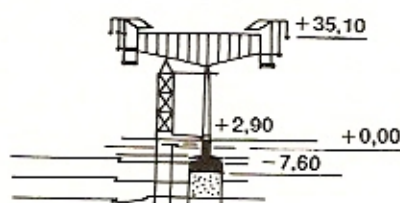


Fig. 9.10

Nei ponti "spinti" (caso b)), detti anche a volte impropriamente "estrusi", il getto o montaggio dei conci avviene evidentemente in condizioni molto più favorevoli. Per contro si ha il costo delle attrezzature per spingere e far scorrere la travata che, nel caso di trave continua a più luci, può arrivare a pesare parecchie migliaia di tonnellate [4] (figure 9.7-9.8).

Inoltre, durante l'avanzamento, nelle varie sezioni della trave si ha inversione delle sollecitazioni con conseguente necessità di avere una precompressione centrata o quasi; questo tipo di costruzione pertanto risulta particolarmente vantaggioso per i ponti in cui si ha una forte incidenza dei sovraccarichi rispetto al peso proprio e quindi una parte percentualmente rilevante della precompressione può essere data a fine costruzione.

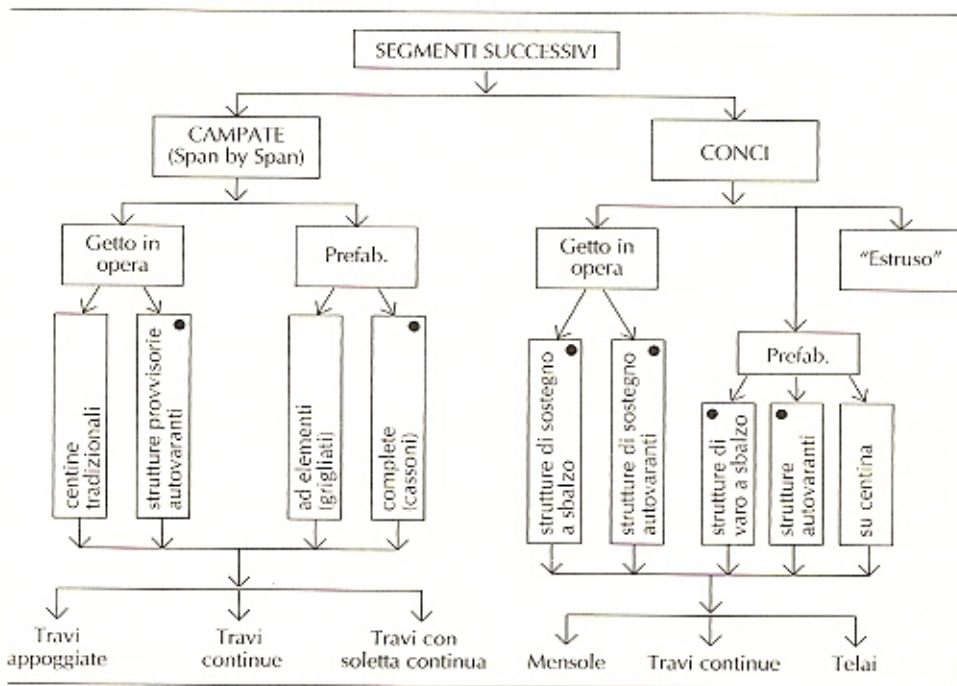
Lo schema statico finale per ponti costruiti a conci può essere quello di pile a stampella con travi tampone (ultimamente poco usato); trave continua solidale o meno con le pile; ponte strallato qualora, mano a mano che procede la costruzione, si pongano in opera stralli definitivi.

Nel caso in cui lo schema statico finale scelto sia quello di trave continua semplicemente appoggiata sulle pile, è necessario garantire la stabilità dell'opera in fase di costruzione nel caso di dissimmetrie accidentali del carico (ad esempio crollo di una attrezzatura in fase di getto di un concio). Ciò può essere fatto o

solidarizzando in via provvisoria l'impalcato alla pila, ovvero disponendo un sostegno provvisorio in prossimità della pila da cui si sta procedendo a sbalzo (figure 9.9-9.10).

La tabella seguente riporta in modo molto sintetico i possibili schemi di costruzione (tabella 9.1).

Tabella 9.1



9.2 - MODALITÀ COSTRUTTIVE E FENOMENI LENTI

La costruzione per segmenti, siano essi prefabbricati o gettati in opera, comporta quasi sempre una variazione nel tempo dello stato di sollecitazione presente negli elementi strutturali a fine costruzione (cap. 3).

Qualora infatti si proceda per campate successive gettate in opera, lo schema statico nelle fasi costruttive è continuamente variabile e diverso da quello finale.

Lo stesso accade nel caso di campate prefabbricate rese continue in opera.

Anche nel caso più semplice di travate prefabbricate che rimangano con lo schema di semplice appoggio va tenuto presente che in genere si collegano tra loro elementi di calcestruzzo con diverso grado di stagionatura e quindi con diverse caratteristiche di viscosità e ritiro: tipico è il caso di travi prefabbricate, poste in opera a volte molto stagionate, collegate alla soletta che invece è gettata in opera.

Problemi analoghi si hanno nel caso di costruzione per conci, specie se lo schema statico finale è diverso da quello che si ha in costruzione.

Tutto questo impone al progettista, prima ancora che l'opera venga realizzata, l'acquisizione dei seguenti dati, oltre a quelli usuali relativi alla resistenza dei materiali da impiegare:

- le curve di stagionatura del calcestruzzo;
- l'entità e l'evoluzione nel tempo dei fenomeni lenti (viscosità, ritiro, rilassamento);
- l'incidenza delle condizioni ambientali (temperatura, umidità, ecc.) sulle proprietà meccaniche delle resine eventualmente impiegate;
- la conoscenza rigorosa a priori della sequenza delle operazioni di cantiere: la fase di esercizio di un ponte non è che una (e spesso la meno importante) delle situazioni da verificare;
- la valutazione della evoluzione nel tempo dello stato di sollecitazione dovuto ai pesi propri, ed ai carichi di lunga durata in genere, nel caso in cui il ponte venga costruito con uno schema statico diverso da quello finale (travi appoggiate rese continue in opera, ponti costruiti a sbalzo e solidarizzati in chiave ecc.);
- lo studio analitico dettagliato dello stato di deformazione dell'opera in ogni sua fase costruttiva. Ciò sia per poter operare eventuali correzioni in cantiere sia per conoscere la rispondenza del modello di calcolo alla struttura reale.

9.3 - LA COSTRUZIONE PER CAMPATE SUCCESSIVE

9.3.1 - Le travate appoggiate

Tralasciando il caso, peraltro poco frequente e privo di particolari problemi, di getto in opera, si possono distinguere due casi di prefabbricazione:

- a) impalcato completo di soletta;
- b) travi singole da collegare in opera, dopo il varo, con soletta ed eventualmente con trasversi.

Nel primo caso la travata, generalmente con sezione a cassone, nasce come unico pezzo monolitico ed omogeneo (figura 9.2).

È questa la soluzione più affidabile e che comporta meno incertezze nei calcoli; essa richiede, per contro, la possibilità di muovere e varare pezzi molto pesanti e cioè attrezzature tali da essere proponibili solo per viadotti molto lunghi.

Nel caso b) i pezzi prefabbricati, cioè le singole travi, sono molto più leggeri e possono anche essere realizzati in stabilimento con maggiori garanzie sulla costanza della produzione.

Le singole travi possono essere del tipo a doppio T oppure a V; nel secondo caso, dopo la costruzione della soletta, si avrà una struttura con una rigidezza torsionale maggiore e quindi capace di operare una migliore ripartizione dei carichi accidentali.

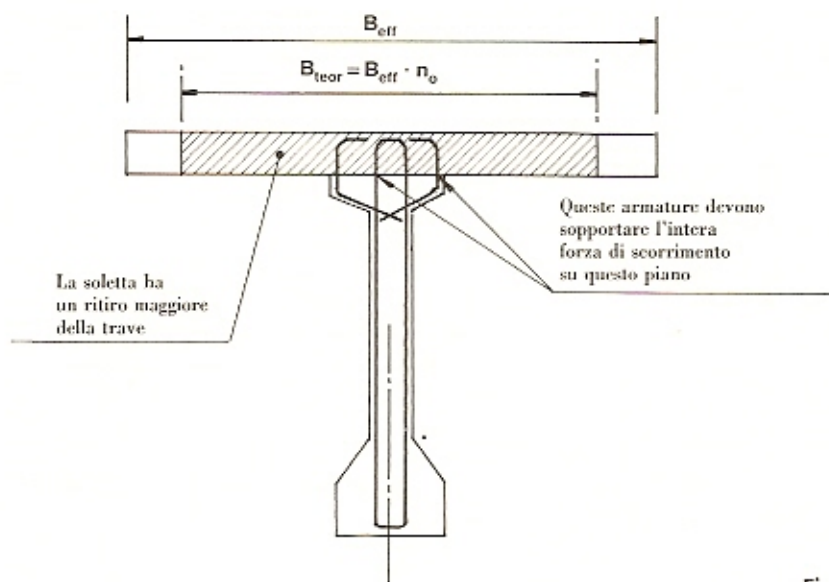


Fig. 9.11

Nella progettazione di impalcati costituiti da travate prefabbricate e soletta gettata in opera è importante ricordarsi che:

a) la classe del calcestruzzo della soletta ($R_{ck}^{(s)}$) è in genere inferiore di quella delle travi ($R_{ck}^{(t)}$). Ciò vuol dire che nel calcolare le caratteristiche inerziali della sezione completa si deve tener conto dei diversi moduli elastici di questi due materiali omogeneizzandoli con il coefficiente

$$n_o = E^{(s)} / E^{(t)} \approx (R_{ck}^{(s)} / R_{ck}^{(t)})^{1/2} \quad (9.1)$$

Ad esempio per $R_{ck}^{(t)} = 55$ MPa e $R_{ck}^{(s)} = 35$ MPa l'area di calcolo della soletta collaborante è quella effettiva moltiplicata per 0,8.

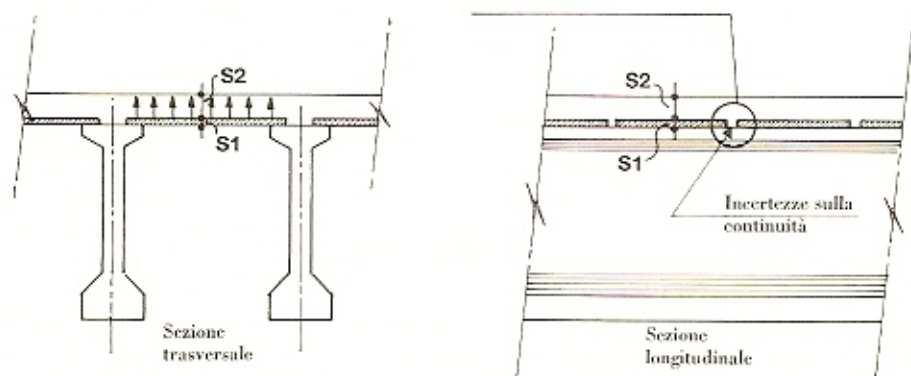


Fig. 9.12

b) Il collegamento tra soletta e travi deve essere affidato integralmente alle armature che fuoriescono superiormente dalle travi in quanto va trascurata l'adesione tra le due parti.

c) Il calcestruzzo della soletta gettata in opera è soggetto all'intero fenomeno di ritiro mentre quello delle travi prefabbricate ne ha già scontato una certa parte (figura 9.11). Si ha quindi un ritiro differenziale equivalente ad una diminuzione di temperatura della soletta che, nei casi ordinari, può assumersi pari a 10°C .

A volte la soletta viene gettata su lastre in c.a. prefabbricate semplicemente appoggiate sulle travi.

Per poter considerare collaboranti questi due strati è necessario collegarli meccanicamente tra di loro poiché, anche in questo caso, va considerata nulla l'adesione tra parte prefabbricata e getto in opera.

Nel senso longitudinale invece, cioè per quanto riguarda la funzione della soletta intesa come corrente superiore della trave, è consigliabile fare affidamento solo sul getto in opera S_2 (figura 9.12) in quanto è difficile garantire il perfetto contatto tra le lastre prefabbricate.

9.3.2 - Le travate continue

Nel caso di costruzione per travate successive gli impalcati continui possono essere realizzati principalmente in due modi.

a) *Solidarizzazione di travi prefabbricate*

In questi casi la precompressione avviene in due o tre fasi per ciascuna campata:

- precompressione delle travi prefabbricate sufficiente per i massimi momenti positivi che si avranno in tutte le fasi di esercizio. Questa precompressione può essere sia del tipo a cavi scorrevoli che ad aderenza;
- precompressione di continuità delle travi prefabbricate da effettuarsi in opera con cavi o barre scorrevoli, prima del getto della soletta;
- precompressione di continuità con cavi scorrevoli in soletta.

A volte la 2^a precompressione coincide con la terza oppure manca del tutto.

Nel caso di continuità realizzata con sole armature ordinarie bisogna valutare attentamente i momenti positivi che nascono all'appoggio per effetto dei carichi accidentali ed eventualmente della viscosità, quando la precompressione prevale sul peso proprio (figura 9.13).

b) *Getto per campate successive*

La costruzione avviene in genere su centine autovalanti che sorreggono il getto di una intera campata (figura 9.3) con luci fino a $45 \div 50$ m.

La ripresa di getto tra due campate successive viene fatta normalmente ad una certa distanza dall'appoggio, in una zona ove i momenti flettenti della futura trave continua sono molto piccoli.

In questo modo è possibile distanziare i cavi tra di loro e quindi "giuntarli" con opportuni dispositivi come indicato in figura 9.14.

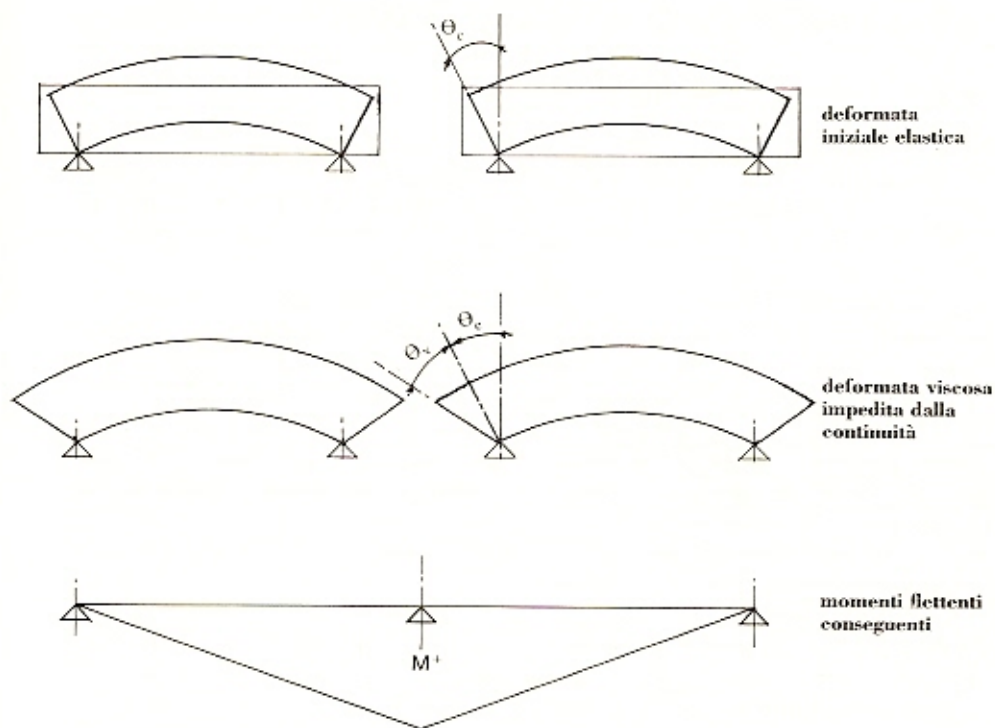


Fig. 9.13

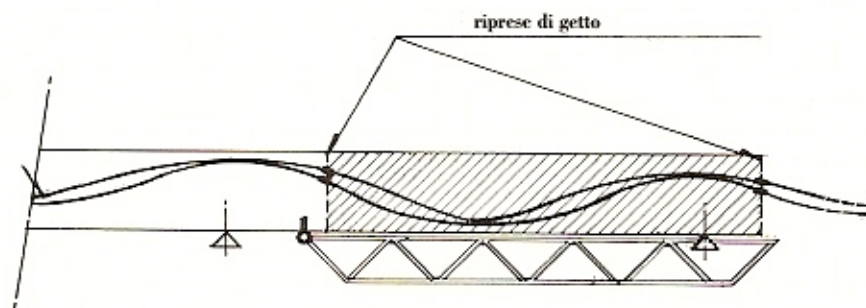


Fig. 9.14 Particolare giunzione cavi.

9.4 - LA COSTRUZIONE A SBALZO PER CONCI

9.4.1 - Tecniche costruttive

Come già visto nella parte generale i conci possono essere gettati in opera oppure prefabbricati (generalmente a piè d'opera) e successivamente montati.

Nella prima soluzione l'impalcato viene costruito in opera a tratti della lunghezza di 3 ÷ 6 m procedendo a sbalzo simmetricamente da entrambi i lati di ciascuna pila.

La cassaforma è portata da una struttura metallica attaccata alla parte già costruita di ponte e avanza mano a mano che procede la costruzione (figura 9.5).

I tempi di costruzione medi sono di un concio per settimana per ogni attrezzatura. L'uso della maturazione a vapore può ridurre questi tempi.

La tecnica del getto in opera dei conci viene generalmente adottata per le opere singolari in cui la lunghezza di impalcato da costruire è relativamente piccola, tale da non giustificare l'impianto di prefabbricazione e le attrezzature di varo.

Il getto in opera inoltre risulta conveniente per grandi luci, sopra i 100 ÷ 120 m, in quanto i conci prefabbricati sarebbero troppo pesanti e quindi l'attrezzatura per il loro varo troppo costosa.

Nella costruzione con conci prefabbricati questi vengono costruiti in una officina di prefabbricazione con speciali casseri che usano il concio immediatamente precedente a quello in costruzione come parete di fondo per il getto. Si

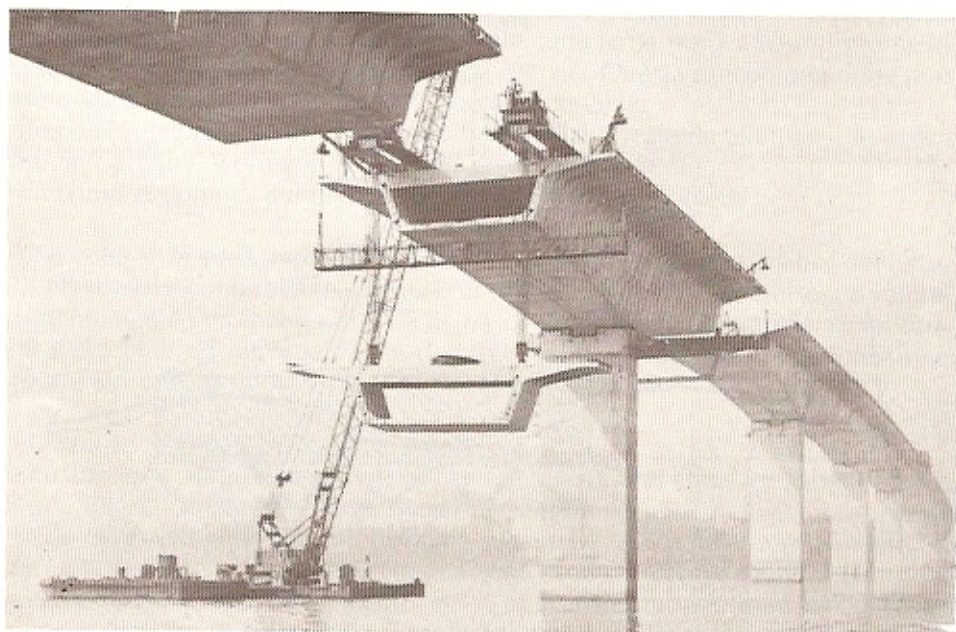


Fig. 9.15 Montaggio di conci portati dal basso via acqua.

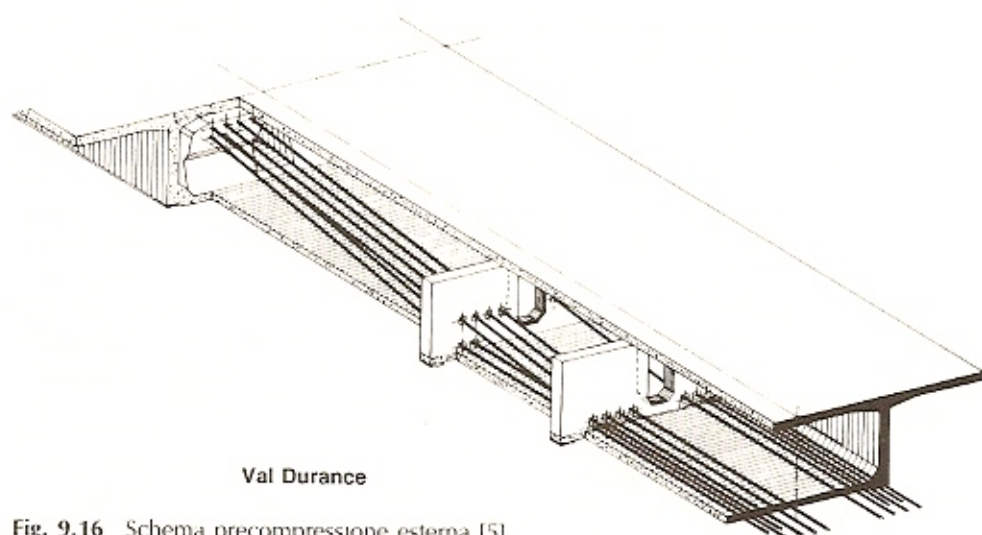


Fig. 9.16 Schema precompressione esterna [5].

garantisce così un contatto perfetto nel giunto in opera che in genere viene realizzato con l'interposizione di un sottile strato di resina epossidica, dello spessore finale di pochi decimi di millimetro.

Gli elementi prefabbricati vengono posti in opera per mezzo di carri varo (figura 9.6), oppure, quando si può accedere al di sotto del ponte, con pontoni o autotreni al servizio di gru mobili che avanzano all'estremità dello sbalzo (figura 9.15).

Ciascun segmento, appena varato, viene tenuto temporaneamente in posizione per mezzo di una precompressione provvisoria che permette di liberare immediatamente le attrezzature di varo senza attendere i tempi di presa delle resine e quelli relativi all'infilaggio e alla tesatura dei cavi definitivi (v. anche 9.4.6).

L'incollaggio con resine, o giunto "a secco", non consente di avere armature ordinarie di collegamento tra i vari conci, limitando così le riserve di duttilità della struttura.

A questo inconveniente può ovviarsi lasciando tra i conci contigui una distanza di 20 ÷ 30 cm che permette di giuntare (con saldatura o manicotti) le armature lente.

Così facendo si ha anche la possibilità di correggere facilmente eventuali errori geometrici di montaggio. A questi vantaggi si contrappone l'aumento dei tempi di costruzione poiché l'attrezzatura di varo deve sorreggere il concio per tutto il tempo di presa del materiale di riempimento del giunto (6 ÷ 7 ore minimo) dopo di che è possibile effettuare la precompressione.

In alcune applicazioni recenti i cavi sono stati tenuti all'interno del cassone ma al di fuori delle anime, con sensibili facilitazioni di montaggio (figura 9.16).

La prefabbricazione dei conci risulta conveniente per ponti lunghi (cioè con

molte campate) e per luci generalmente comprese tra i 50 ed i 70 m. La possibilità di portare i conci sotto il ponte può in alcuni casi consigliare la prefabbricazione anche per dimensioni dell'opera minori.

9.4.2 - Schema statico finale

Nei primi ponti costruiti a sbalzo la struttura manteneva, in esercizio, lo stesso schema statico che aveva in costruzione: due mensole simmetriche collegate a ciascuna pila.

Nella sezione di mezzeria di ciascuna campata, cioè alle estremità di due mensole contigue, veniva disposta una piccola trave tampone oppure un vincolo che impediva solo gli spostamenti relativi verticali quando il carico accidentale gravava solo su uno sbalzo.

Questa disposizione è stata abbandonata per gli inconvenienti causati dalle deformazioni viscosi delle mensole che hanno portato, nel tempo, alla formazione di vistose cuspidi nella mezzeria delle campate.

Attualmente lo schema statico più frequente per gli impalcato costruiti a conci è quello della trave continua di lunghezza complessiva fino a 1000 m ed oltre.

Gli spostamenti dovuti alle variazioni termiche, ritiro ecc. sono consentiti o dalla flessibilità delle pile, se molto alte (nel qual caso l'impalcato è rigidamente connesso alle pile stesse), o dall'introduzione di appoggi opportuni. In questo caso nelle fasi costruttive bisognerà collegare provvisoriamente l'impalcato alla pila (figure 9.9-9.10).



Fig. 9.17 Ponte Bosques de Las Lomas [2].

Una elevata flessibilità delle pile è stata ottenuta in alcuni casi configurandole a doppia lama sottile con interessanti risultati estetici (figura 9.17).

Va infine detto che adottando opportuni accorgimenti costruttivi possono aversi, oltre alla trave continua, anche altri schemi che possono risultare più piacevoli dal punto di vista estetico, quali telai con ritii inclinati ecc.

9.4.3 - Scelta della sezione trasversale

La tipica sezione trasversale per questi ponti è quella a cassone.

Si hanno normalmente cassoni unicellulari per larghezze di $10 \div 15$ m, a più celle per larghezze maggiori (figura 9.4).

Alcune interessanti realizzazioni recenti hanno solo parte della sezione trasversale costruita a sbalzo, mentre il completamento avviene in opera sullo schema statico finale per mezzo di elementi prefabbricati; sempre al fine di ridurre i pesi propri dei conci, specie nei ponti strallati, si sono sostituite in alcuni casi le pareti continue con aste in calcestruzzo: ne deriva una struttura tubolare formata da un guscio esterno continuo, molto rigido torsionalmente, irrigidito all'interno da uno o due sistemi di aste reticolari che garantiscono la stabilità di forma (figura 9.18).



Fig. 9.18 Cassone in c.a. con aste reticolari all'interno.

9.4.4 - Criteri di calcolo

Il calcolo di questi ponti va fatto analizzando per ogni fase costruttiva, cioè per ogni nuovo concio che nasce, lo stato di sollecitazione e di deformazione dell'intera struttura.

Poiché si deve tenere conto necessariamente dei fenomeni lenti che interessano in modo differente i vari conci, tutti di età diversa, è evidente l'onerosità di questa analisi che viene abitualmente condotta con appositi programmi di calcolo automatico.

Questi devono, per ogni istante t_i in cui nasce il concio i -esimo, valutare le variazioni delle tensioni e degli spostamenti della generica sezione j (figura 9.19) già costruita, a causa dei seguenti fattori:

a) Di tipo elastico

- 1) avanzamento del carrellone dalla posizione di getto del concio $i - 1$ a quella per il getto del concio i ;
- 2) peso del concio i ;
- 3) tesatura dei cavi che si ancorano nella sezione $i + 1$;
- 4) cadute di tensione elastiche in tutti i cavi preesistenti per effetto delle azioni di cui ai punti 1), 2) e 3)

b) Funzione dell'intervallo di tempo $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$

- 5) rilassamento dei cavi preesistenti;
- 6) deformazione per viscosità e ritiro del generico concio j ;
- 7) cadute di tensione in tutti i cavi preesistenti per effetto della deformazione di cui al punto 6).

Per l'analisi di questi effetti si potrà procedere con una analisi al passo uguale a quella già descritta nel paragrafo 3.3.5.

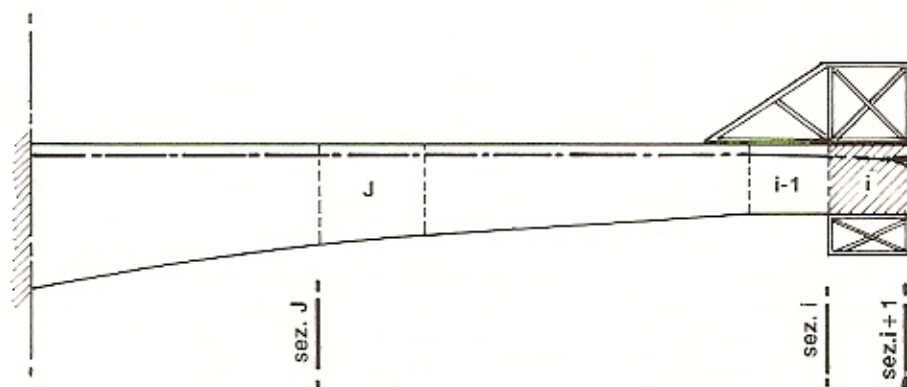


Fig. 9.19

9.4.5 - Problemi geometrici

Qualora si costruisse il primo concio orizzontale e tutti gli altri con la linea d'asse continua con quella del concio che lo precede, si avrebbe una sequenza di deformate del tipo riportato in figura 9.20, avendo indicato con:

δ_{ji} l'abbassamento provocato dal getto del concio i all'estremità del concio j ;

δ_{ii} l'abbassamento della estremità teorica del concio i provocato dal getto del concio i stesso: per estremità teorica si intende quella tangente alla deformata nel passo precedente (tratteggiata in figura) ed è quella che si avrebbe se il concio i fosse privo di peso.

Le deformate δ_{ji} si intendono comprensive sia degli effetti istantanei che di quelli dovuti ai fenomeni lenti che si sviluppano nell'intervallo di tempo Δt_i .

Ora è evidente che se si vuole avere a fine costruzione un impalcato ad asse orizzontale, ciascun concio j dovrà nascere con il proprio estremo libero (in pratica si tratta della punta del carrellone) posto ad una quota superiore all'orizzontale e pari a:

$$\Delta_i = \sum_{j=1}^n \delta_{ji} \quad (9.2)$$

essendo n il numero complessivo dei conci da costruire.

La deformata del ponte, nelle varie fasi di costruzione, sarà pertanto del tipo riportato in figura 9.21.

Allo stesso risultato si perviene, in modo più suggestivo, se si immagina di partire dal ponte finito con asse rettilineo per poi "smontare" uno alla volta i conci partendo dall'ultimo.

Tutto quanto detto in precedenza presuppone che non vi siano effetti termici differenziali.

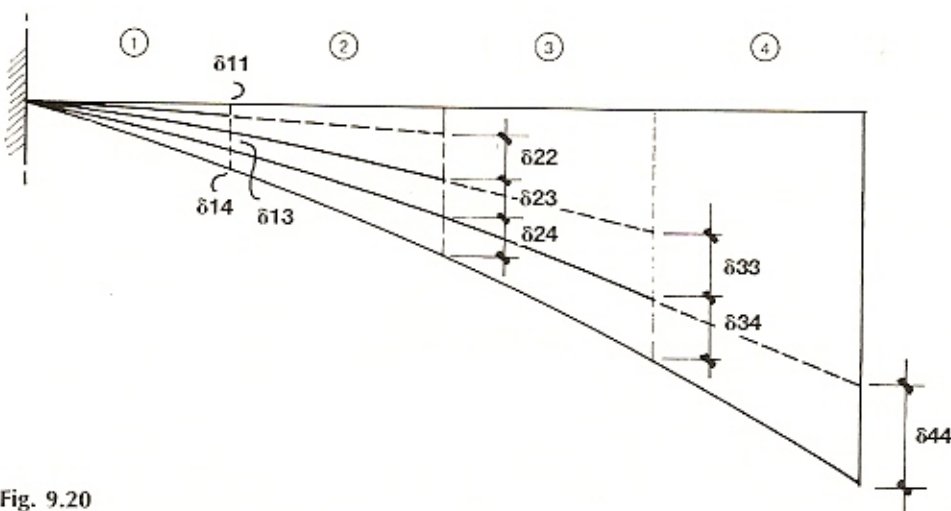


Fig. 9.20

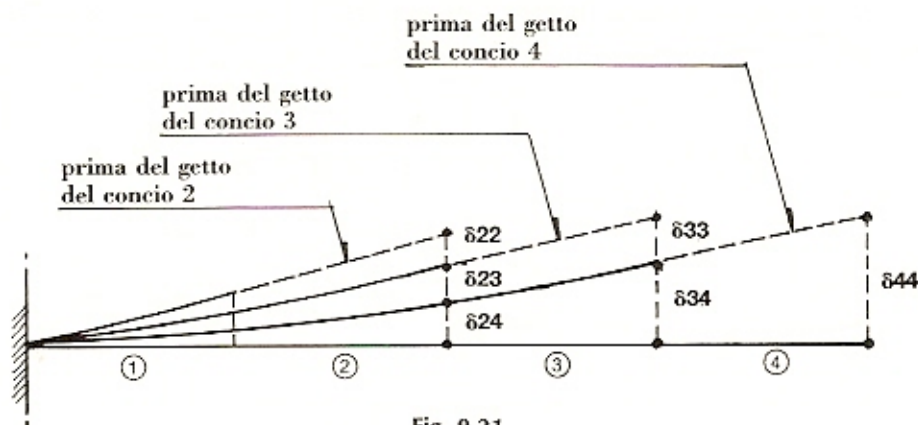


Fig. 9.21

In realtà, tenuto conto che in queste fasi manca la pavimentazione che svolge una importante azione di isolamento, si ha sempre un gradiente termico sull'altezza delle sezioni che provoca spostamenti anche notevoli dell'estremità degli sbalzi.

È quindi indispensabile, specie per ponti di grande luce, prevedere un controllo accurato delle temperature che si hanno in vari punti delle sezioni trasversali.

9.4.6 - I giunti tra conci prefabbricati

In molti casi può essere conveniente operare una solidarizzazione tra due conci successivi per mezzo di barre di precompressione provvisorie poste generalmente sulla soletta e sulla controsoletta.

Considerando prudenzialmente nullo, in questa fase, l'angolo di attrito della colla che non ha ancora fatto presa, il peso del concio deve essere equilibrato dalla componente verticale dello sforzo C che nasce ortogonalmente al contatto delle chiavi necessariamente presenti nelle anime dei conci [6] (figura 9.22).

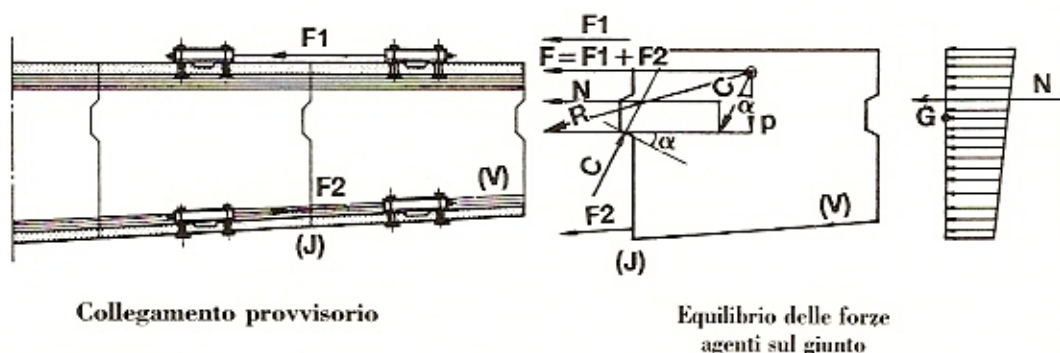


Fig. 9.22 Tratta da [6].

Come si vede lo sforzo normale N che sollecita la sezione di giunto è inferiore a quello F dovuto alla precompressione applicata che si sarebbe considerato se la resina avesse fatto presa:

$$N = F - P \operatorname{tg} \alpha \quad (9.3)$$

Dopo che la colla ha fatto presa si procederà all'assemblaggio definitivo dei conci per mezzo dei cavi finali.

In questo caso, se il collante è stato applicato in modo corretto e principalmente sulle superfici dei conci ben pulite, può farsi affidamento su un certo attrito lungo i giunti.

Se si prescinde prudenzialmente dalle chiavi dovrà risultare

$$N_p \cdot \operatorname{tg} \varphi > T \quad (9.4)$$

con

N_p = sforzo di precompressione (a cadute esaurite) nella sezione,

$\operatorname{tg} \varphi$ = coefficiente di attrito che può assumersi generalmente uguale a 0,35,

T = massimo sforzo di taglio, in esercizio, nella sezione.

In nessun caso può farsi invece affidamento sulla resistenza a trazione della resina.

9.5 - LA COSTRUZIONE "A SPINTA"

Questa tecnica di costruzione può essere utilizzata solo nel caso di ponti rettilinei o con curvatura planimetrica costante su tutto lo sviluppo. Le pendenze longitudinali, inoltre, devono essere molto contenute e costanti.

Per ridurre i forti momenti negativi che si avrebbero immediatamente prima di raggiungere una pila, cioè con una intera campata a sbalzo, la travata in c.a.p.

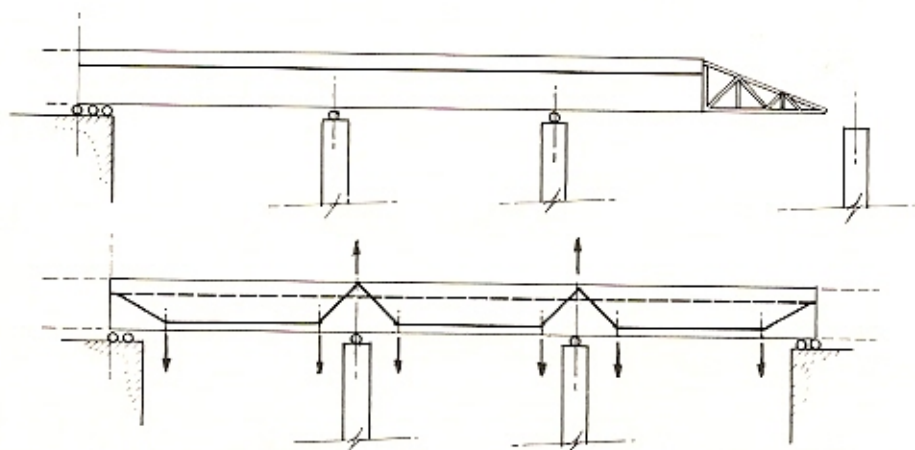


Fig. 9.23

viene dotata di avambecco a struttura metallica di lunghezza pari a circa $0,4 \div 0,6$ l.

A fronte di questa riduzione dei momenti negativi si ha però la necessità di effettuare un attacco di forza (capace cioè di trasmettere momenti flettenti e sforzi di taglio) tra la travata metallica e quella in c.a.p.

Come già detto nelle generalità questa tecnica di costruzione porta all'alternarsi di momenti negativi e positivi in ogni sezione per cui è necessario avere la precompressione centrata o quasi mentre, una volta terminata la costruzione, sarebbe più conveniente avere un andamento dei cavi simile a quello dei momenti finali.

A questo scopo sembrano molto interessanti le prospettive offerte dalla precompressione esterna al calcestruzzo.

I cavi, inizialmente rettilinei, possono infatti essere forzati nella fase finale ad assumere un andamento poligonale con eccentricità favorevoli rispetto allo schema finale (figura 9.23).

BIBLIOGRAFIA

- [1] GALLO P.: "Viadotti ferroviari per la Direttissima Roma-Firenze nel tratto Arezzo Sud-Figline Valdarno", L'Industria Italiana del Cemento n° 643 Aprile 1990.
- [2] FREYSSINET INTERNATIONAL: "Cantilever Construction of Bridges" ref. f.i. 2019A 1975.
- [3] PETRANGELI M.P.: "Ponte ferroviario sull'Arno presso Arezzo per la Direttissima Roma-Firenze", L'Industria Italiana del Cemento n° 643 Aprile 1990.
- [4] BAUR-LEONHARDT: "Taktischeverfahren" Stuttgart 1978.
- [5] COMBAULT J.: "Evolution et développement des ponts modernes a precontrainte totalement extérieure au béton" Travaux - Suppl. Gen 1986 per il Congresso FIP di New Delhi.
- [6] MATHIVAT J.: "Recents développements des ponts a voussoirs prefabriques" IABSE Surveys S-2/77.
- [7] PODOLNY W., MULLER J.M.: "Construction and Design of Prestressed Concrete Segment Bridges" J. Wiley e Sons Inc. 1982.

10.1 - PREMESSA

I dispositivi di vincolo delle strutture in generale, e degli impalcati da ponte in particolare, hanno una grande influenza sul comportamento delle opere e quindi, di riflesso, sulla loro durabilità.

Il loro corretto dimensionamento ed il buon funzionamento, importanti in esercizio, risultano fondamentali nel caso di sismi violenti, come dimostra l'analisi dei danni subiti dai ponti nei più recenti terremoti in Italia ed all'estero. [1]

L'importanza di questi organi è esaltata dal costo elevato della loro sostituzione poiché ciò comporta quasi sempre la chiusura del ponte al traffico.

Nel seguito verranno tenuti distinti gli apparecchi di appoggio propriamente detti dai dispositivi antisismici.

I primi interessano tutti i ponti e svolgono la loro funzione per tutta la vita del ponte; i secondi possono essere utilizzati nel caso di opere soggette al rischio di terremoti e divengono attivi solo se questi eventi si verificano con una intensità superiore ad una soglia prefissata.

10.2 - GLI APPARECCHI DI APPOGGIO

10.2.1 - Definizione e requisiti di sicurezza

Un vincolo è un organo che collega due elementi strutturali: questi sono, nel caso dei ponti, gli impalcati e le sottostrutture (pile e spalle).

Il loro comportamento ideale dovrebbe essere tale da:

- trasmettere determinate forze senza apprezzabili spostamenti relativi associati;
- consentire che i restanti spostamenti relativi avvengano liberamente, senza cioè l'insorgere di forze parassite.

In pratica le tolleranze di fabbricazione e l'elasticità propria dei materiali fanno sì che gli spostamenti relativi non siano mai nulli mentre l'attrito fa nascere forze parassite di cui è obbligatorio tener conto nei calcoli.

Le forze da considerare per la verifica degli apparecchi di appoggio sono quelle più sfavorevoli di esercizio e, nel caso non vengano utilizzati speciali dispositivi antisismici, quelle eventuali dovute al terremoto.

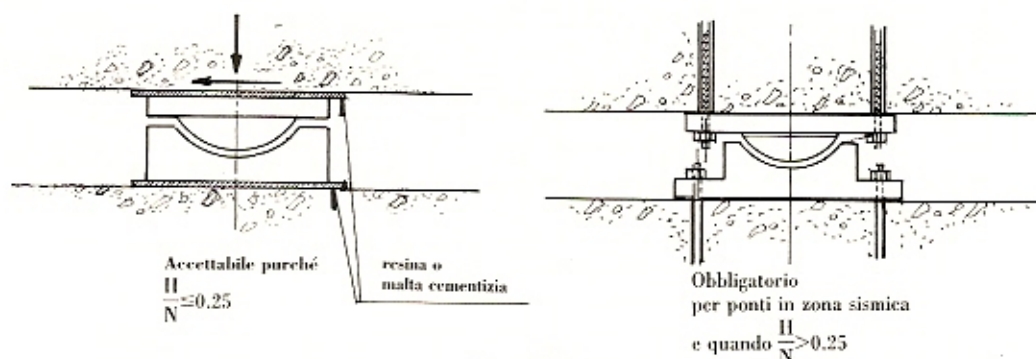


Fig. 10.1

A proposito di queste ultime va rilevato come gli apparecchi di appoggio, a causa della loro intrinseca fragilità, sono severamente penalizzati dalla normativa vigente per quanto riguarda le verifiche in fase sismica.

Infatti:

- se si impiega la normativa attuale per la progettazione dei ponti [2] [3] si deve assumere un coefficiente di struttura moltiplicativo dell'azione sismica di base pari a 2,5 e le verifiche vanno eseguite con il metodo delle tensioni ammissibili (t.a.);
- se si segue la normativa sperimentale del C.E.B. [4] o del C.N.R. [5] si consiglia di assumere (in attesa di normativa specifica) un coefficiente di struttura eguale a 2: se poi le verifiche vengono eseguite con le t.a. le sollecitazioni così calcolate, da confrontarsi con quelle ammissibili, vanno divise per 1,5.

Nel caso di ponti situati in zona sismica la trasmissione delle forze orizzontali tra appoggio e struttura deve essere affidata integralmente a dispositivi di tipo meccanico, quali perni, zanche ecc., disposti in modo che comunque sia possibile sostituire l'appoggio, se necessario.

Nel caso di ponti non situati in zona sismica le Istruzioni [6] accettano un semplice incollaggio con resine o malta cementizia dell'appoggio alla struttura purché la forza orizzontale che essi devono trasmettere non sia superiore al 25% dello sforzo verticale contemporaneo (figura 10.1).

Esempio

Si determini la forza sismica orizzontale H_B per cui deve essere dimensionato l'appoggio fisso della trave di figura 10.2.

Dati:

- Peso proprio più sovraccarichi permanenti $W = 6000 \text{ KN}$
- Zona F (forte sismicità) con $S = 12$
- Periodo proprio di vibrazione della pila (o spalla) che porta l'appoggio fisso B: $T_0 = 0,5 \text{ sec.}$
- Terreno tipo S_2 [5]
- Coefficiente di protezione sismica: $I = 1$

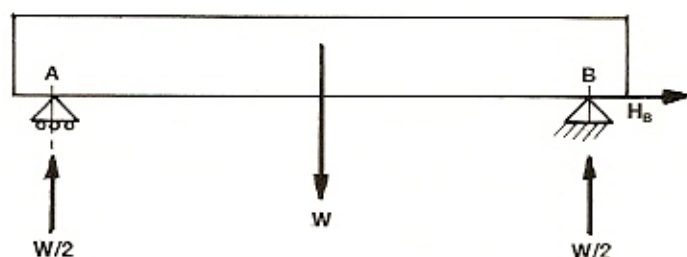


Fig. 10.2

Norme attuali

$$H_B = (C R \epsilon \beta) W$$

Risulta $C = 0,1$; $R(T_0) = 1,0$; $\beta = 2,5$; $\epsilon = 1$

Assumendo un coefficiente di fondazione $\epsilon = 1,0$ oppure $1,2$ si avrebbe:

$$H_B = 1500 \text{ KN per } \epsilon = 1,0$$

$$H_B = 1800 \text{ KN per } \epsilon = 1,2$$

Con questo valore di H_B vanno eseguite le verifiche dell'apparecchio di appoggio fisso con il metodo delle t.a.

Norme C.N.R.

$$H_B = \frac{A}{g} \cdot R_0 \cdot \frac{1}{K} \cdot W = 0,35 \cdot 2,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6000 = 2310 \text{ KN}$$

Con questo H_B vanno eseguite le verifiche con il *metodo agli stati limite*. Qualora si eseguisse la verifica con il metodo delle t.a., i valori delle tensioni calcolate con questo valore di H_B , da confrontare con quelle ammissibili, andrebbero divise per 1,5.

Se vi è proporzionalità tra forza e tensioni ciò equivale a considerare una forza di $\frac{2310}{1,5} = 1540 \text{ KN}$

10.2.2 - Gli spostamenti

Un vincolo dovrebbe teoricamente controllare sei spostamenti. Nel caso dei ponti in realtà le variabili si riducono a tre (figura 10.3) risultando sempre:

$$\delta_z = 0 \text{ (salvo tolleranza)} \quad \theta_z \approx 0 \quad \theta_y \text{ libero (salvo attriti)}$$

Usualmente sulla base degli spostamenti consentiti si definiscono:

- a. fissi: $\delta_x = \delta_y = 0$. Trasmettono tutte le forze orizzontali nel piano $x \cdot y$.
- a. mobili unidirezionali: $\delta_y = 0$; δ_x libero (o viceversa). Trasmettono forze orizzontali in una sola direzione.
- a. mobili multidirezionali: δ_x, δ_y liberi. Non trasmettono forze orizzontali (escluse quelle parassite).

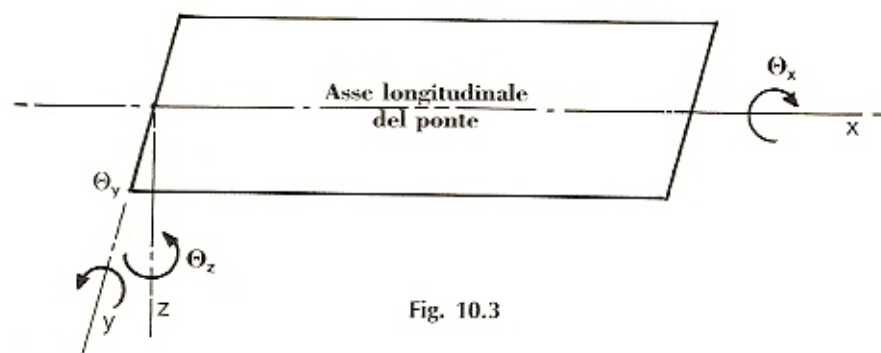


Fig. 10.3

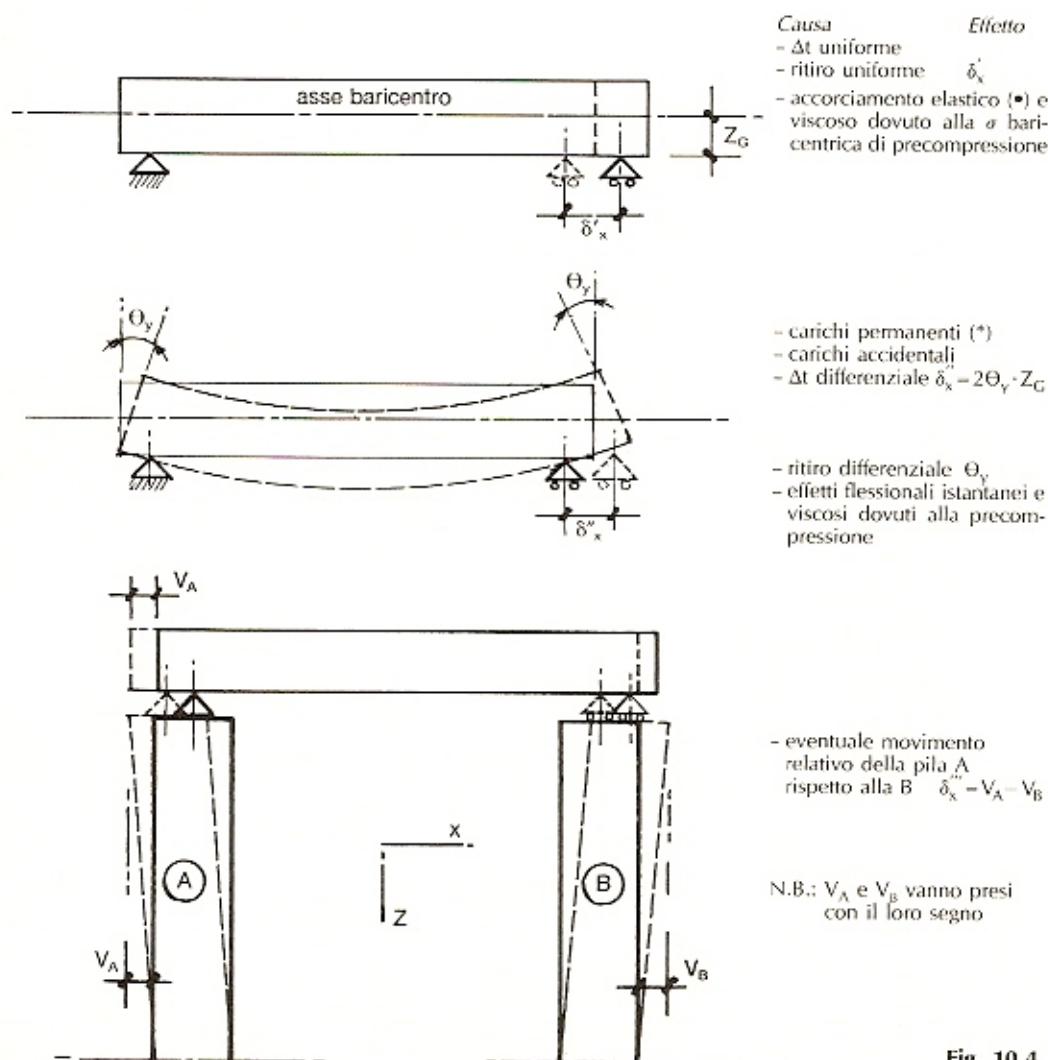


Fig. 10.4

Ciascuno di questi appoggi può consentire la rotazione θ_x , nel qual caso è detto "sferico", ovvero impedirla ("cilindrico"). Questa precisazione è importante qualora l'impalcato venga calcolato come grigliato o come struttura tridimensionale.

Nel valutare l'entità degli spostamenti va tenuto presente che i vincoli non sono quasi mai disposti in corrispondenza della fibra neutra della trave, ma al suo intradosso: ne consegue che si hanno spostamenti δ_x anche per azioni che non provocano variazioni di lunghezza dell'asse della trave ma solo rotazioni agli appoggi.

Vanno inoltre specificati quali spostamenti interessano gli apparecchi di appoggio definitivi e quali invece si esplicano prima del posizionamento in opera delle travi.

Nel prospetto riepilogativo di figura 10.4 sono indicati con l'asterisco quegli spostamenti che non interessano il dimensionamento degli appoggi qualora l'impalcato sia costruito fuori opera.

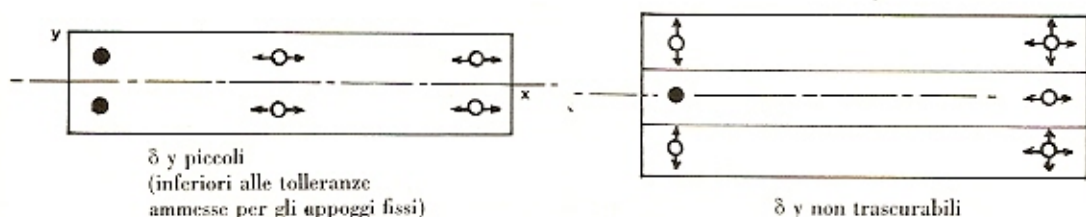


Fig. 10.5

● appoggi fissi ◯ appoggi mobili unidirezionali ◯ appoggi mobili multidirezionali

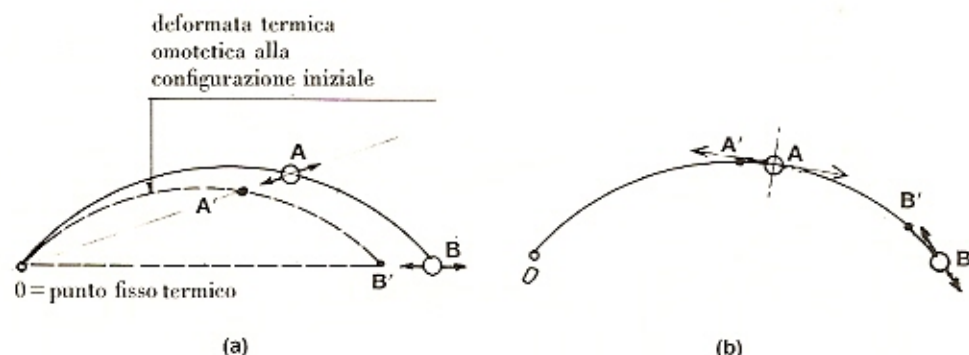


Fig. 10.6

a) Deformata per Δt e ritiro

Lo spostamento avviene lungo la congiungente il centro dell'appoggio con il punto fisso.

b) Deformata per precompressione

Lo spostamento è tangenziale all'asse curvilineo della travata.

Gli spostamenti trasversali δ_y dipendono dalla larghezza del ponte e dalla sua eventuale precompressione trasversale. La disposizione degli appoggi corretta per un impalcato in rettilineo è quella di figura 10.5.

Nei ponti in curva la disposizione corretta degli appoggi è diversa a seconda che prevalgano gli effetti termici (e di ritiro) o quelli, istantanei e differiti, dovuti alla eventuale precompressione (figura 10.6).

10.2.3 - Classificazione degli apparecchi di appoggio

A seconda delle modalità con cui avvengono gli spostamenti si può operare la seguente classificazione:

- a. deformabili (piombo o gomma),
- a. funzionanti per rotolamento,
- a. funzionanti per strisciamento.

10.2.3.1 - Gli appoggi in gomma

Appartengono al primo gruppo, insieme agli appoggi in piombo ormai in disuso, e sono formati da strati di gomma (naturale o artificiale) di 10 – 12 mm di spessore incollati a lamierini di acciaio di 1 – 2 mm.

Questi ultimi servono a limitare (figura 10.7) l'espansione laterale della gomma che è molto elevata a causa del basso valore del modulo G (in genere $\approx 1 \text{ N/mm}^2$).

La figura 10.8 illustra il funzionamento di questi appoggi detti anche in "gomma armata".

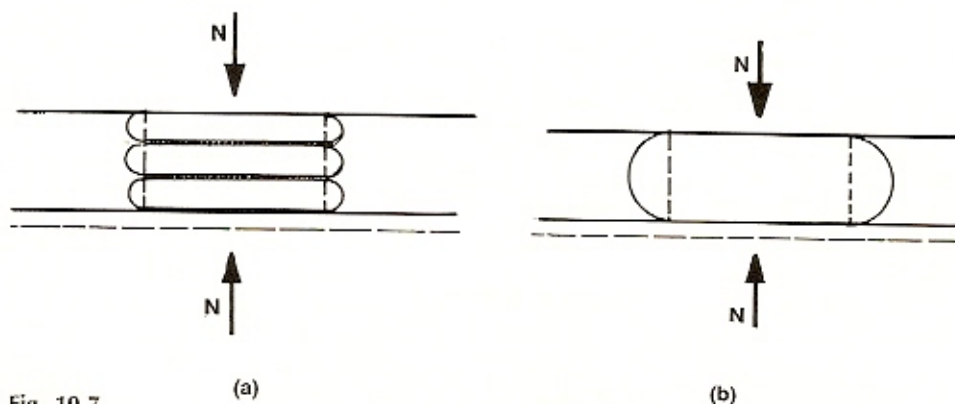


Fig. 10.7

a) Deformazione nel caso di strati di gomma alternati e perfettamente incollati a lamierini di acciaio.
b) Deformazione della gomma non armata

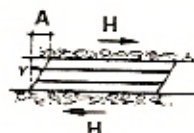
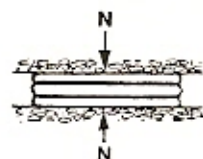


Fig. 10.8

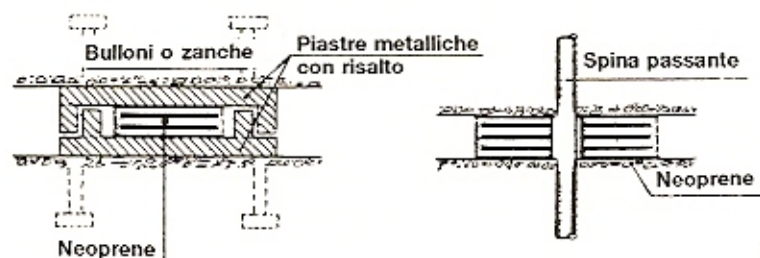


Fig. 10.9

In questo caso le forze parassite crescono al crescere degli spostamenti⁽¹⁾ e dipendono dalle caratteristiche della gomma, che ha in genere un comportamento iperelastico. Le norme [6] forniscono i criteri per definire i moduli di elasticità convenzionali e per calcolare questo tipo di appoggi.

L'impiego degli appoggi in gomma è generalmente limitato ai ponti di luce medio-piccola.

Numerose tabelle per il loro dimensionamento diretto sono riportate in [7].

La trasmissione delle forze orizzontali in appoggi di sola gomma armata comporta necessariamente spostamenti nella direzione delle forze. Quando queste sono rilevanti si possono disporre spinotti o guide laterali in acciaio (eventualmente con materiale antifrizione per facilitarne lo scorrimento) che le assorbono totalmente (figura 10.9).

In questi casi è opportuno garantire l'ancoraggio degli appoggi alle membrature collegate con bulloni o altri dispositivi meccanici e non con il solo incollaggio con resine come si fa nei casi ordinari.

10.2.3.2 - Gli apparecchi in acciaio

Funzionano per rotolamento e sono generalmente di tipo cilindrico, fissi o unidirezionali.

Molto spesso, per ridurre il peso (e quindi il costo) di questi appoggi, il rullo viene costruito solo con la parte cilindrica che deve effettivamente lavorare e che dipende dall'entità degli spostamenti che deve consentire, come indicato in figura 10.10 in cui si è indicato con:

⁽¹⁾ In prima approssimazione si può accettare un γ_{max} pari a 0,5. Ciò vuol dire che un appoggio deve avere un'altezza all'incirca doppia dello spostamento orizzontale Δ che deve consentire.

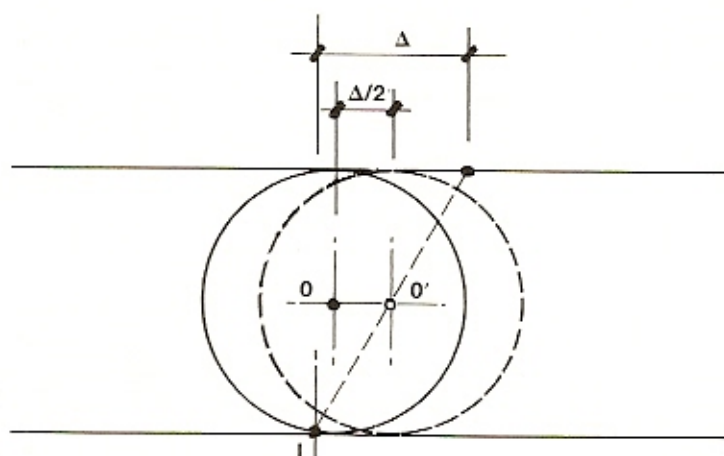


Fig. 10.10

- I = centro istantaneo di rotazione
 Δ = spostamento relativo tra impalcato e pila
 $\Delta/2$ = spostamento del centro del rullo

La figura 10.11 ne mostra alcuni tipi tradizionali e dà i criteri di verifica (formule Hertz).

Le formule di Hertz, basate sulla teoria della elasticità, forniscono le tensioni che si hanno nell'acciaio in una zona molto ristretta in prossimità della linea o del punto di contatto.

Poiché questa zona di materiale sollecitato è "confinata" dal materiale circostante, sono ammesse tensioni molto più elevate di quelle accettate in un normale calcolo con il metodo delle t.a.

In particolare con la normativa Italiana [8] deve essere:

$$\sigma_H \leq 4 \sigma_{am} = \begin{array}{ll} 640^{(1)} \text{ N/mm}^2 & \text{acciaio laminato } F_e 360 \\ 960^{(1)} \text{ N/mm}^2 & \text{acciaio laminato } F_e 510 \\ 480 \text{ N/mm}^2 & \text{acciaio fuso } F_e G 400 \\ 680 \text{ N/mm}^2 & \text{acciaio fuso } F_e G 520 \\ 2000 \text{ N/mm}^2 & \text{acciai "corazzati" del tipo martensitico} \end{array}$$

L'esiguità dello spessore dello strato fortemente sollecitato ha suggerito la produzione di appoggi "corazzati", costituiti cioè da acciai che hanno subito un trattamento volto ad aumentarne di molto la durezza superficiale. Da qui le elevatissime σ Hertziane consentite.

In questi appoggi le forze parassite sono dovute all'attrito per rotolamento che può assumersi pari a $0,03 \div 0,05$. Esse sono quindi proporzionali al carico trasmesso e non dipendono dall'entità dello spostamento.

⁽¹⁾ Per spessori superiori a 40 mm questi valori si riducono a 560 e 840 N/mm²

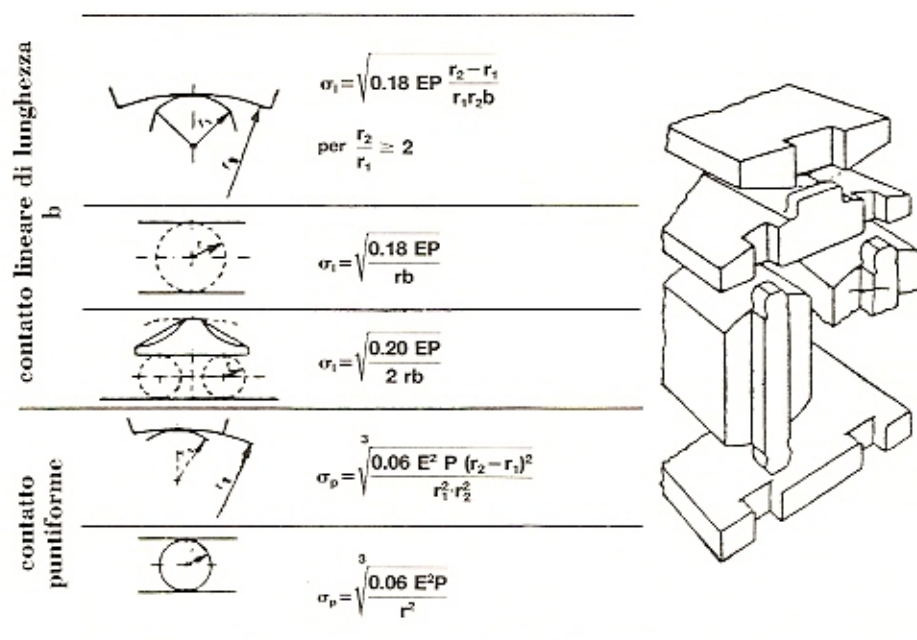


Fig. 10.11

Particolare attenzione va posta nel posizionare gli appoggi in acciaio nel caso di elementi prefabbricati: le piastre devono essere perfettamente parallele per evitare concentrazioni di tensioni lungo la generatrice di contatto.

La difficoltà di realizzare in pratica questo parallelismo sconsiglia comunque l'impiego di appoggi con più di due rulli.

10.2.3.3 - Gli appoggi in acciaio e PTFE

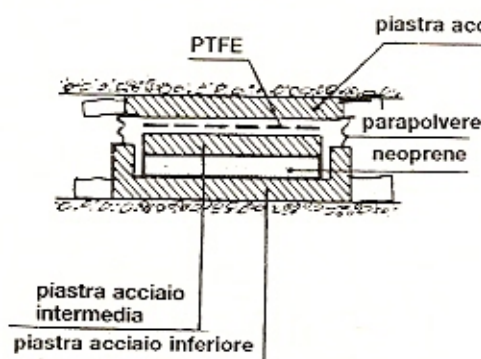
Funzionano per strisciamento e sfruttano il basso coefficiente di attrito che si ha tra una superficie in acciaio inossidabile lavorata a specchio ed il PoliTetraFluoroEtilene, noto anche con il nome (brevettato dalla ditta Du Pont) di "teflon".

Questo materiale ha la singolare caratteristica di presentare un coefficiente di attrito che diminuisce con il crescere della pressione di contatto. Aumenta invece con il diminuire della temperatura.

Le istruzioni C.N.R. [6] forniscono i valori dei coefficienti di attrito da assumere nei calcoli sia nel caso di contatto semplice che di superfici lubrificate con grasso siliconico collocato in delle "sacche" ricavate nello spessore del PTFE.

La rotazione (o le rotazioni) possono avvenire o per deformazione di un cuscinetto di neoprene confinato in una scatola di acciaio (in questo caso i momenti parassiti sono proporzionali alle rotazioni) in modo da consentire pressioni elevate - dell'ordine di 20 - 30 N/mm² - ovvero ancora per strisciamento tra acciaio e teflon, nel qual caso i momenti parassiti sono funzione del carico verticale N (figura 10.12).

a) tipo PTFE-neoprene



b) tipo solo acciaio a PTFE

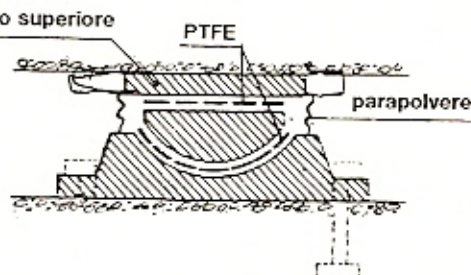


Fig. 10.12

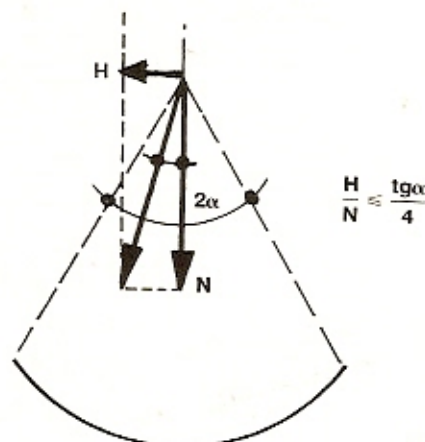


Fig. 10.13

Le forze orizzontali possono essere affidate ad opportuni risalti metallici, sempre che le piastre superiori ed inferiori dell'appoggio siano adeguatamente ancorate alla struttura.

Nel caso degli appoggi di tipo b) va considerato anche il rischio dello scotolamento cioè va verificato che l'inclinazione della risultante sia minore (si consiglia 1/4) della semiapertura della calotta sferica (figura 10.13).

10.3 - DISPOSITIVI ANTISISMICI

10.3.1 - Definizione e requisiti di sicurezza

Vengono comunemente indicati con questo termine quei dispositivi di vincolo la cui funzione è di modificare, in senso favorevole, la risposta della struttura nel caso di sismi violenti.

Questi organi possono essere fisicamente distinti dai vincoli visti in precedenza, che garantiscono il funzionamento del ponte in esercizio; ovvero possono essere inglobati in questi costituendo un unico oggetto che svolge due funzioni concettualmente distinte.

I dispositivi antisismici vanno progettati e realizzati in modo da sopportare il massimo sisma prevedibile senza collassare. Essi possono peraltro, in questo caso, subire plasticizzazioni o rotture locali tali da dover essere sostituiti dopo questi eventi: per questo motivo essi devono essere facilmente accessibili ed ispezionabili in tutte le loro parti.

I dispositivi attualmente prodotti possono essere raggruppati in tre categorie a seconda del loro funzionamento:

- a) dispositivi reagenti a forze impulsive;
- b) dispositivi a comportamento prevalentemente elastico;
- c) dispositivi a comportamento elastoplastico.

Teoricamente si potrebbero avere anche dispositivi a comportamento elastoviscoso ma di fatto non vengono ancora prodotti.

10.3.2 - Dispositivi reagenti a forze impulsive

Questi dispositivi vengono impiegati per creare vincoli temporanei attivi solo in presenza di forze impulsive, quali sono le azioni sismiche. Essi devono:

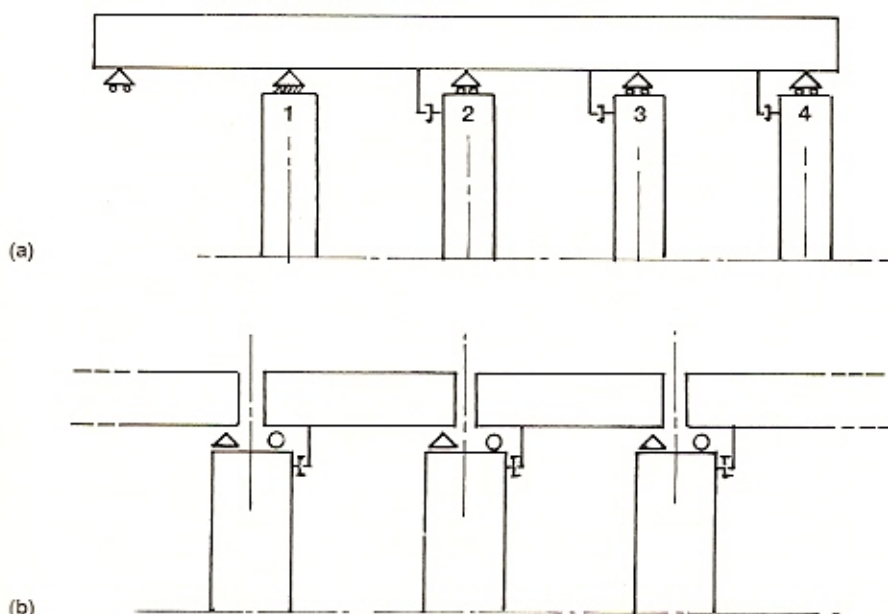
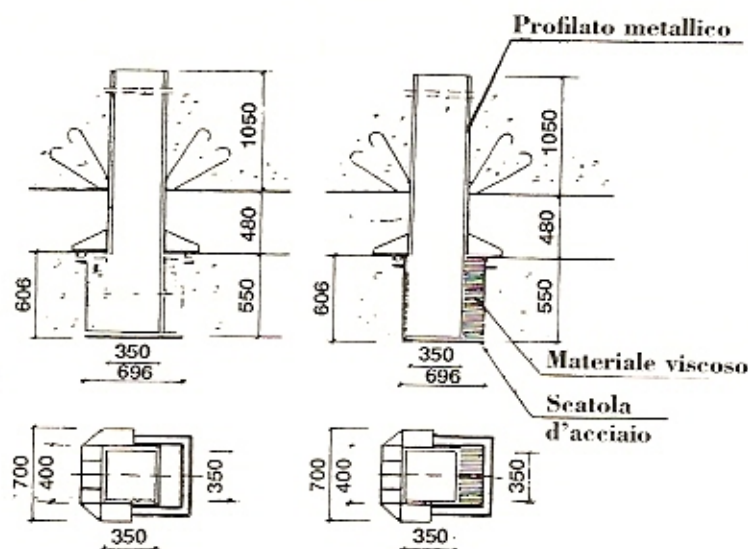


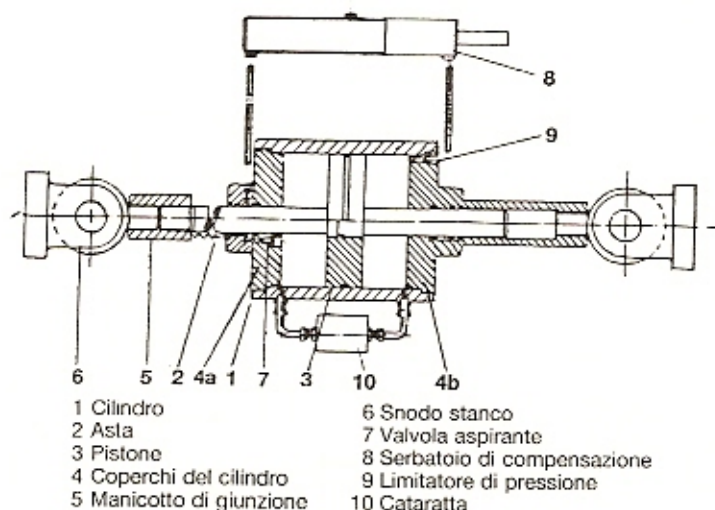
Fig. 10.14

a) Le pile 2, 3 e 4 collaborano con la 1 in fase di sisma.

b) In caso di sisma il ponte funziona come un telaio con travate incernierate alle pile.



a) Schema di dispositivo usato in Giappone



b) Schema di ammortizzatore oleodinamico (M.A.N.-G.H.H.). Da [9]

Fig. 10.15 Esempi di dispositivi reagenti a forze impulsive

a) consentire liberamente, cioè senza trasmettere forze, i movimenti lenti quali quelli dovuti a variazioni termiche, ritiro e viscosità del calcestruzzo ecc. Per questo motivo saranno sempre associati ad apparecchi di appoggio mobili;

b) impedire totalmente gli spostamenti relativi nel caso di movimenti rapidi.

Anche per questi dispositivi si avranno però forze parassite, nel caso a, e spostamenti dovuti a tolleranze di costruzione, nel caso b, di cui deve tenersi conto nelle verifiche del ponte.

Questi apparecchi sono molto utili per ripartire tra più pile le forze di inerzia sismiche nel caso di impalcati continui, senza che si abbiano sollecitazioni apprezzabili per tutti i movimenti lenti legati alla variazione di volume dell'impalcato. Possono anche servire per trasferire tutte le forze sismiche orizzontali ad un sostegno molto più rigido degli altri che quindi ne risultano avvantaggiati (figura 10.14).

Questi dispositivi basano il loro funzionamento sull'impiego di liquidi molto viscosi le cui caratteristiche devono rimanere costanti al variare della temperatura.

È questo un limite di tali dispositivi che comunque richiedono una manutenzione regolare.

Per il loro dimensionamento è necessario fornire al costruttore:

- la forza sismica massima che devono trasmettere;
- il massimo spostamento lento che devono consentire.

Nella figura 10.15 sono riportati due tipi di ritegni funzionanti per forze impulsive: il primo, molto semplice, è stato utilizzato in alcuni ponti giapponesi fin dal 1974; il secondo, più sofisticato, è un vero e proprio organo di macchina e basa il suo funzionamento sulla resistenza opposta da un liquido viscoso nel passare attraverso un ugello opportunamente tarato.

10.3.3 - Dispositivi a comportamento prevalentemente elastico

Questi dispositivi, che possono essere visti come dei veri e propri ammortizzatori elastici, servono per aumentare il periodo fondamentale di vibrazione della struttura, portandolo così verso una zona dello spettro più favorevole.

Il loro comportamento ideale dovrebbe essere perfettamente elastico: essi cioè dovrebbero fornire una forza che è funzione unicamente dello spostamento subito e che è nulla per spostamenti nulli.

Nella realtà, specie quando si impieghi la gomma, il ciclo reale è leggermente isteretico, come indicato in figura 10.16. [10]

Il limite all'aumento di T_0 , cioè alla deformabilità di questi dispositivi, sta nel fatto che essi consentono spostamenti anche sotto le forze di esercizio (frenatura, vento ecc.) i quali devono essere limitati.

Non si hanno prescrizioni su questo limite che dipende evidentemente da caso a caso. Uno spostamento orizzontale massimo in esercizio di 2 + 3 cm appare comunque accettabile nella maggioranza dei casi.

Sono classificabili in questa categoria:

- a) gli apparecchi in gomma armata funzionanti a taglio: il dispositivo coincide con l'apparecchio di appoggio e quindi trasmette sia i carichi verticali V che le forze orizzontali H .

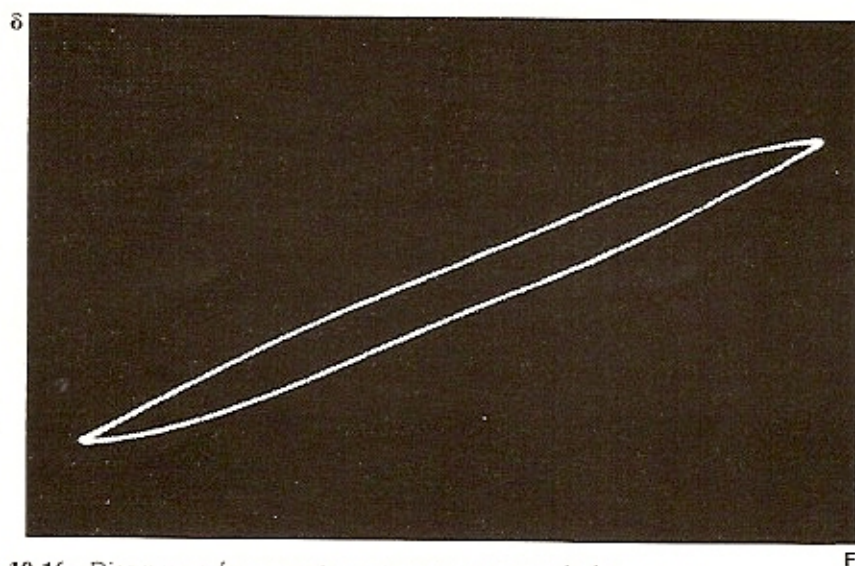


Fig. 10.16 Diagramma forza-spostamento per un appoggio in gomma.

In questo caso va verificata attentamente la stabilità al rovesciamento dell'appoggio per effetto del massimo V associato ai massimi spostamenti.

b) apparecchi in gomma funzionanti a compressione (figura 10.17 b);

c) apparecchi in acciaio funzionanti per flessione o per torsione in campo elastico (figura 10.17 a).

I dispositivi di cui in b) e c) sono di regola associati ad apparecchi di appoggio mobili e possono essere disposti in serie con dispositivi a funzionamento rigido-plastico di cui al punto seguente.

Nel caso di impiego della gomma va tenuto presente il suo comportamento iperelastico per cui, ove non si svolga una analisi dinamica in campo non lineare ma si voglia continuare ad impiegare gli spettri di risposta elastica, si può, in prima approssimazione, linearizzare il problema intorno al valore iniziale.

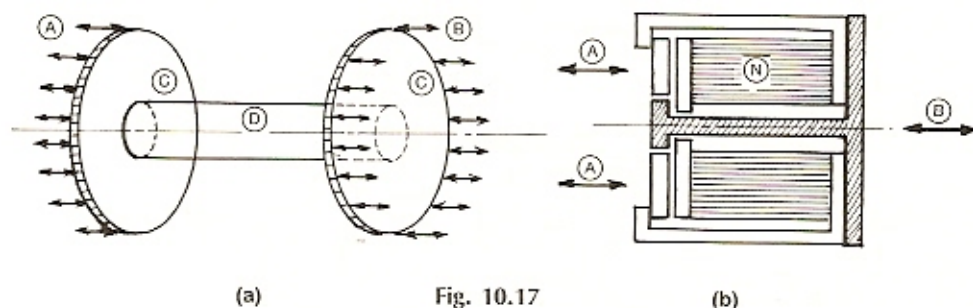


Fig. 10.17

10.3.4 - Dispositivi a comportamento elastoplastico

Questi dispositivi sono caratterizzati dall'avere una curva Forze-Spostamenti assimilabile ad un diagramma bilineare praticamente indipendente dalla velocità delle deformazioni imposte e dalla temperatura.

La loro capacità di dissipare energia dovrebbe rimanere inalterata per tutti i cicli (dell'ordine della decina) che si hanno durante un sisma violento. Dopo questo evento raro viene generalmente accettata la necessità di una eventuale sostituzione dell'apparecchio.

I vantaggi che derivano alla struttura, in caso di sisma, dall'impiego di questi organi sono evidenti: essi costituiscono una sorta di "fusibile" che limita comunque entro un valore prefissato la massima forza che l'impalcato può trasmettere alla pila od alla spalla cui è collegato.

Naturalmente per consentire i grandi spostamenti in fase plastica anche questi dispositivi devono essere sempre accoppiati ad apparecchi di appoggio mobili.

Questi dispositivi possono essere di due tipi:

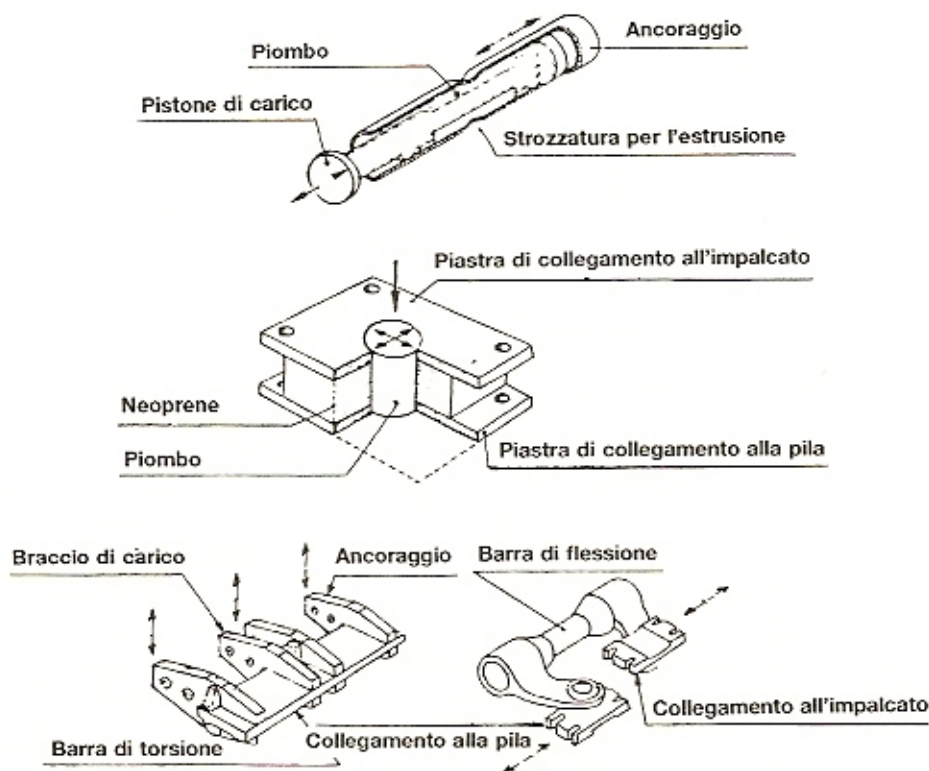


Fig. 10.18

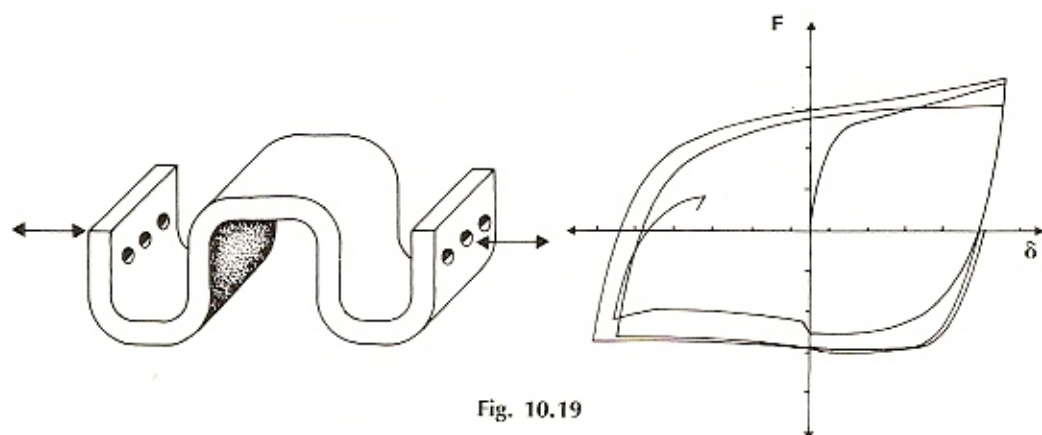


Fig. 10.19

a) Oleodinamici

Il loro funzionamento è basato sostanzialmente sul movimento di un liquido viscoso attraverso una valvola, opportunamente tarata, che si apre quando la pressione supera un certo valore.

Sono quindi del tutto simili ai dispositivi di arresto funzionanti per forze impulsive visti in 10.3.2 con la differenza che il passaggio dell'olio viene tarato in modo tale da consentire movimenti relativi non nulli tra le parti connesse in fase di sisma.

b) Meccanici

L'energia viene dissipata per plasticizzazione alterna di elementi sufficientemente duttili (figura 10.18 da [11]).

Per questo motivo sono preferibili acciai dolci che hanno forti allungamenti a snervamento. Di questo tipo è l'acciaio "Niguage" cui si riferiscono le curve sperimentali di figura 10.19 da [9].

Mettendo più elementi di questo tipo in parallelo tra loro si aumenta la soglia di plasticizzazione, cioè la forza trasmessa.

Con più elementi in serie la forza trasmessa è costante ma aumenta lo spostamento consentito.

Gli smorzatori elastoplastici meccanici, se da un lato richiedono poca o nulla manutenzione, vanno però sostituiti dopo un sisma di livello tale da portarne a plasticizzazione gli elementi.

Va ricordato infatti che in genere la rottura per fatica dovuta a plasticizzazioni alterne si raggiunge dopo pochissimi cicli (tre nel caso di figura).

Per un loro corretto dimensionamento è necessario determinare:

- la forza massima che essi devono sopportare in esercizio (frenatura, vento, forza centrifuga, ecc.) rimanendo in fase elastica con il prescritto coefficiente di sicurezza e senza superare lo spostamento massimo consentito. Ciò condiziona la loro rigidità minima;
- il massimo spostamento che devono consentire durante il sisma di progetto;
- il numero di plasticizzazioni alterne cui il dispositivo verrà soggetto.

È necessario quindi effettuare l'analisi dinamica non lineare della struttura e quindi bisogna conoscere l'accelerogramma del terremoto di progetto. Ciò è possibile se si utilizzano le nuove Norme C.N.R. [5] che danno i criteri per generare questi accelerogrammi.

In fase di predimensionamento si può [12], in via del tutto approssimata, procedere come segue (si ragiona qui su dispositivi agenti in senso longitudinale; considerazioni del tutto simili si possono fare per dispositivi disposti trasversalmente all'asse del ponte).

- 1) Si determina la soglia di plasticizzazione dello smorzatore in modo da consentire un corretto funzionamento dello stesso in esercizio. Dovrà pertanto essere in grado di sopportare le forze orizzontali dovute alla frenatura ed all'attrito dei vincoli con un coefficiente di sicurezza pari a 1,5.
- 2) Si determina la rigidità minima in fase elastica compatibile con i massimi spostamenti accettabili in esercizio ($2 \div 3$ cm).
- 3) Si calcola il massimo spostamento previsto pari a 6 volte quello elastico corrispondente alla soglia di plasticizzazione e comunque non inferiore a (cm)

	Zona F(S = 12)	Zona M(S = 9)	Zona B(S = 6)
Terreno S1	9	7	4
Terreno S2	18	13	8

- 4) Si deve garantire un numero di almeno tre cicli con lo spostamento massimo prima di avere la rottura dello smorzatore.

Esempio

Impalcato a trave continua collegato ad una spalla con smorzatore elastoplastico. La spalla viene supposta infinitamente rigida (figura 10.20).

Dati

- Forza complessiva di frenatura: 1600 KN
- Somma delle forze di attrito su tutti gli appoggi mobili, escluso quello sulla spalla: 2000 KN
- Peso complessivo della travata: 62000 KN
- Zona sismica con $S = 12$ - Terreno tipo S_2

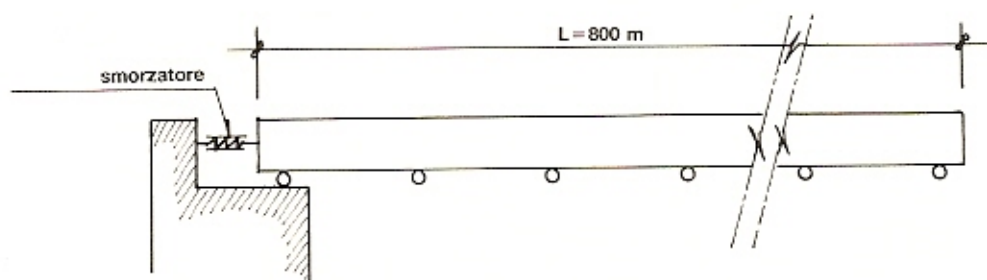


Fig. 10.20

Caratteristiche dello smorzatore

Soglia di plasticizzazione:

per l'esercizio $F_h = 1,5(1600 + 2000) = 5400$ KN

Massimo spostamento previsto

Supponendo che lo smorzatore abbia una rigidezza complessiva pari a 1200 KN/cm lo spostamento elastico vale

$$\Delta_e = \frac{F_h}{K} = \frac{5400}{1200} = 4,5 \text{ cm}$$

e quindi:

$$\Delta_{tot} = 6 \cdot 4,5 = 27 \text{ cm} > 18$$

Progetto dello smorzatore

Si suppone di avere elementi di metallo con la curva carichi-spostamenti di figura 10.21.

N.ro di elementi da disporre in parallelo per avere la F_h voluta

$$n_p = \frac{5400}{300} = 18$$

N.ro di elementi da disporre in serie per raggiungere il massimo spostamento voluto

$$n_s = \frac{27}{9} = 3$$

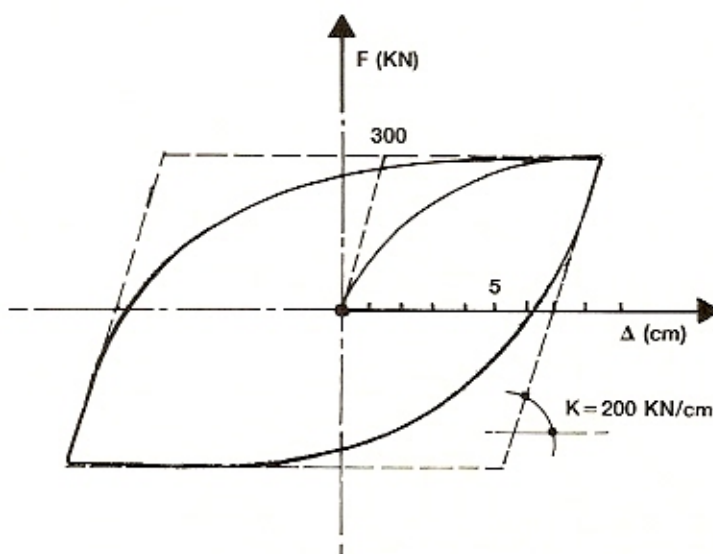


Fig. 10.21

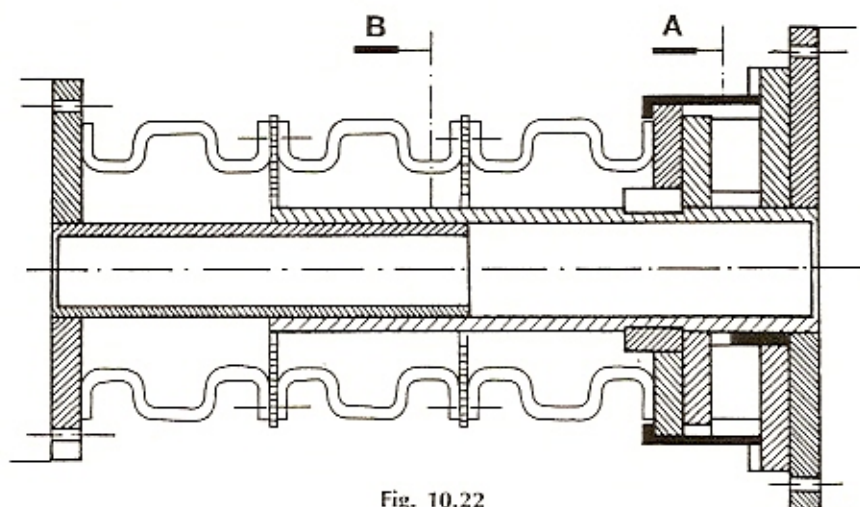


Fig. 10.22

Controllo della rigidità complessiva in fase elastica ⁽¹⁾

$$K = \frac{18 \cdot 200}{3} = 1200 \text{ KN/cm}$$

Si possono quindi impiegare due smorzatori come in figura 10.22 realizzati con nove elementi per famiglia.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BRAGA F., PETRANGELI M.P.: "Il terremoto del Friuli: Considerazioni sul comportamento di ponti, viadotti ed altre opere stradali", L'Industria Italiana del Cemento, Luglio-Agosto 1976.
- [2] D.M. 4 Maggio 1990: "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali".
- [3] D.M. 24 Gennaio 1986: "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche".
- [4] Commissione delle Comunità Europee-EUROCODICE n. 8 "Codice Europeo per le strutture erette in zona sismica".
- [5] C.N.R. - Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", Dicembre 1984.
- [6] C.N.R. 10018/85 "Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego".

⁽¹⁾ Nel caso in cui questo valore di K sia sensibilmente diverso da quello ipotizzato inizialmente per la determinazione di Δ_{tot} , il calcolo va ripetuto dall'inizio.

- [7] PETRANGELI M.P.: "Nuovo Colombo-Manuale dell'Ingegneria" 81° ed. - Vol. 1 - Sez. E - cap. 9 HOEPLI
- [8] C.N.R. 10011/85 "Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- [9] MARIONI A.: "Apparecchi di appoggio per i ponti e strutture", Il Manuale della Prefabbricazione, ITEC Editrice
- [10] PETRANGELI M.P., LUPI W.: "Risultati di una ricerca sperimentale sulle capacità dissipative di appoggi elastomerici armati", Giornale del Genio Civile 4-5-6 1988.
- [11] PETRANGELI M.P.: "Problemi di ingegneria antisismica nella progettazione e costruzione di ponti", L'Industria Italiana del Cemento - 11/81
- [12] PETRANGELI M.P.: "Criteri semplificati per il dimensionamento dei ritegni elastoplastici nei ponti", Int. Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation - Assisi 1989.

11

LE PILE DEI PONTI A TRAVATA

11.1 - GENERALITÀ

Le pile nei ponti a travata sono gli elementi verticali intermedi che offrono sostegno all'impalcato; questo può essere costituito sia da una trave continua, nel qual caso si avrà in sommità di ciascuna pila una sola serie di appoggi, sia da travi semplicemente appoggiate, per le quali saranno necessarie due serie di appoggi.

Le pile risultano soggette prevalentemente a sforzi di compressione e pertanto vengono costruite generalmente in calcestruzzo anche quando l'impalcato è in acciaio. Non mancano peraltro esempi di pile in acciaio impiegate in alcune sopraelevate urbane, quando cioè risulta necessario avere ingombri molto contenuti e grande rapidità di montaggio. Da segnalare per questi casi un interessante sistema misto che prevede pile circolari in calcestruzzo gettato entro una camicia di lamierino metallico di modesto spessore ($6 \div 8$ mm): questo esercita una efficace azione di contenimento del calcestruzzo il quale, a sua volta, elimina i problemi di imbozzamento del lamierino.

La resistenza dell'insieme risulta molto elevata [1] ed il sistema può essere competitivo nel caso di viadotti metropolitani con pile non molto alte.

Dal punto di vista tipologico le pile in calcestruzzo hanno subito una vera e propria rivoluzione con l'avvento delle casseforme rampanti, le quali hanno permesso la costruzione di sostegni alti anche $180 \div 200$ m impensabili fino a qualche anno fa. Infatti prima del perfezionamento di questa nuova tecnica una pila da ponte era sostanzialmente costituita da una serie di pilastri in cemento armato con sezione piena di forma generalmente rettangolare. Per ridurre i fenomeni di instabilità poi questi pilastri, spesso disposti in più file, venivano collegati da trasversi intermedi; ne risultava una vera e propria "gabbia" in cemento armato, in genere brutta a vedersi, la cui altezza difficilmente poteva superare i $20 \div 30$ m a causa delle costose opere di sostegno necessarie per la sua costruzione.

11.2 - LE CASSEFORME RAMPANTI

Negli anni sessanta furono adattate alle pile dei ponti le tecniche messe a punto in Germania già da diversi decenni per la costruzione di ciminiere, silos, ed in genere di tutti i manufatti in c.a. molto alti con sezione costante o poco variabile.

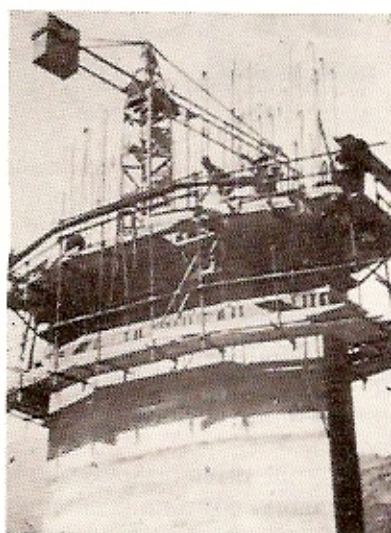
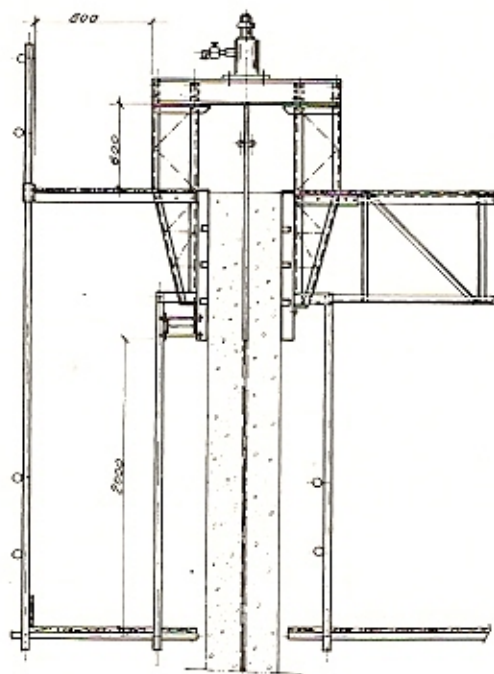


Fig. 11.1

Il procedimento consiste nel gettare il calcestruzzo per conci successivi dell'altezza di 1 ÷ 3 m entro casseforme che non vengono sostenute da terra ma "appese" a delle barre metalliche che fuoriescono dal concio sottostante già gettato. Il sollevamento della cassaforma avviene per mezzo di martinetti idraulici che si "arrampicano" sulle barre trascinando la cassaforma stessa (figura 11.1).

Il pregio del procedimento descritto è quello di svincolarsi completamente dai sostegni provvisori a terra e quindi di essere indipendente dall'altezza dell'opera da costruire, una volta assicurato il trasporto alla quota voluta del calcestruzzo. Ciò peraltro può facilmente avvenire o dall'alto, se si impiega un blon-din, o più frequentemente con gruette rampanti le quali, potendosi attaccare alla parte di pila costruita, non hanno praticamente limitazione di altezza.

Questa tecnica costruttiva ha inciso notevolmente sulla forma delle pile. Risulta infatti conveniente avere un unico fusto con sezione costante o poco variabile, generalmente cava per ottenere, a parità di area e quindi di materiale impiegato, il massimo momento di inerzia. La forma della sezione, qualora lo richiedano motivi statici o architettonici, può essere anche alquanto elaborata poiché l'anello di cassaforma ha un'altezza molto limitata e quindi la sua forma più o meno complicata incide poco sul costo totale.

A titolo di esempio in figura 11.2 sono riportate alcune sezioni tipiche di pile costruite con casseforme scorrevoli.

Accanto ai vantaggi visti si hanno però alcune limitazioni tra cui le principali sono:

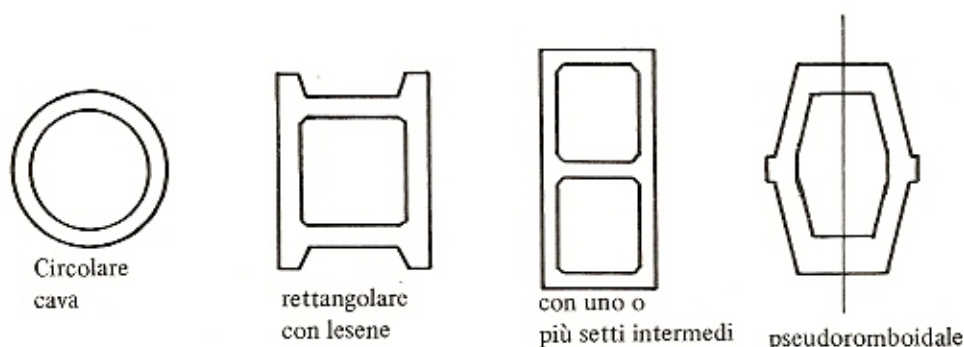


Fig. 11.2

1) difficoltà di variare la sezione lungo l'altezza di una stessa pila, come invece sarebbe richiesto dalle esigenze statiche. Ciò può essere fatto in modo discontinuo modificando la cassaforma (generalmente variando lo spessore delle pareti) a determinate altezze. Esistono peraltro anche esempi di pile con pareti inclinate fino ad un massimo del $5 \div 7\%$;

2) necessità di uno studio attento prima, e di un controllo rigoroso poi, dei tempi di presa del calcestruzzo che si impiega. Infatti quando si solleva la cassaforma bisogna che l'ultimo anello gettato abbia raggiunto la resistenza minima per sopportare il peso sia dell'attrezzatura sia del nuovo getto soprastante. Ciò senza dover attendere un tempo troppo lungo perché altrimenti, aumentando l'aderenza tra calcestruzzo e cassaforma, il sollevamento provocherebbe trazioni pericolose nelle pareti sottostanti con il rischio di avere lesioni orizzontali sulla pila. Questo rischio è naturalmente tanto maggiore quanto minore è lo spessore delle pareti ed è per questo che la tendenza attuale è di avere (S spessore della parete)

$$S \geq 25 \text{ cm}$$

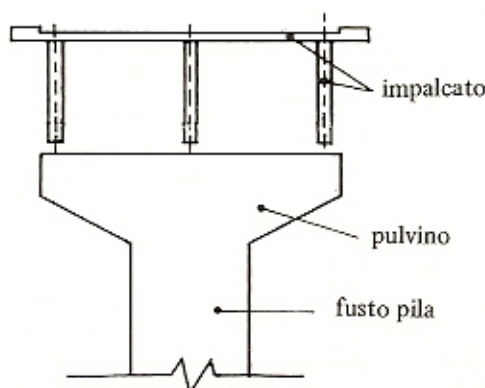


Fig. 11.3

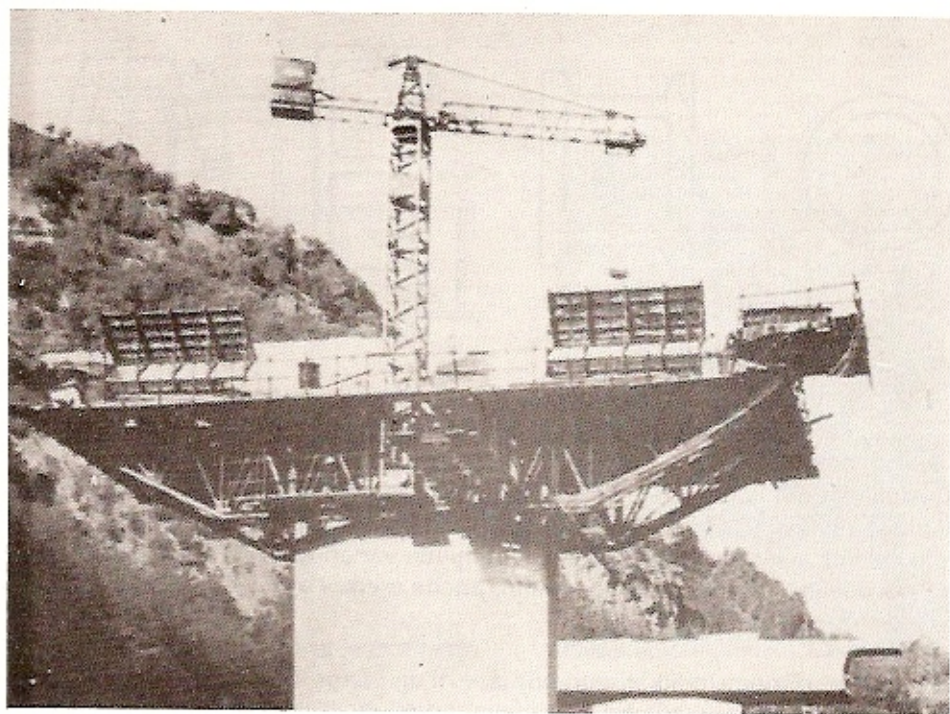


Fig. 11.4

3) necessità di costruire un trasverso in sommità della pila (comunemente chiamato "pulvino") quando questa, per motivi economici od estetici, è di larghezza inferiore a quella necessaria per accogliere l'impalcato (figura 11.3).

La mancanza di appoggi a terra rende difficoltosa la costruzione del pulvino, il cui getto viene in genere sostenuto da una struttura metallica provvisoria che esce a sbalzo dal fusto precedentemente costruito (figura 11.4).

Nel caso dei ponti a stampella, peraltro ormai in disuso, si hanno anche grossi sbalzi longitudinali per cui il problema visto si presenta, oltre che trasversalmente all'impalcato come indicato in figura 11.3, anche longitudinalmente.

Vanno segnalate infine alcune realizzazioni di pulvini prefabbricati, che hanno però l'inconveniente di pesare molto. Un'altra difficoltà, in questi casi, consiste nel garantire un collegamento "affidabile" tra il fusto costruito con le casseforme scorrevoli e l'elemento prefabbricato, per la qual cosa può essere utile il ricorso alla precompressione.

11.3 - LE VERIFICHE IN ESERCIZIO

Le verifiche in esercizio vanno eseguite ricercando per ogni sezione della pila (in pratica per un certo numero discreto di sezioni caratteristiche) la combinazione più sfavorevole delle azioni descritte al capitolo 2.

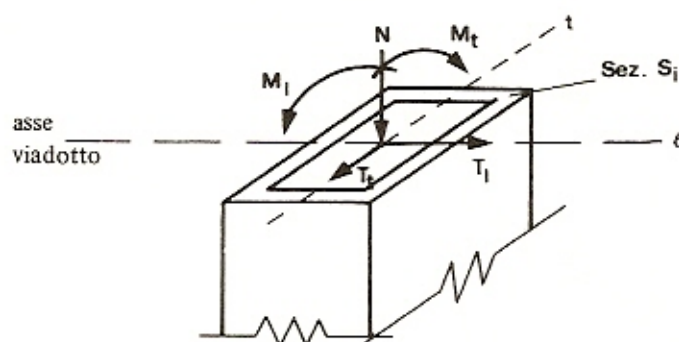


Fig. 11.5

Ognuna di queste azioni provocherà in genere sia sforzo normale (N) che momenti flettenti nel piano longitudinale (M_l) e trasversale (M_t) (figura 11.5); se si tratta di forze orizzontali quali il vento, la frenatura ecc. si avranno poi anche forze di taglio secondo le due direzioni principali (T_l e T_t).

Nel caso dei ponti a travate semplicemente appoggiate, particolare attenzione va posta alla eccentricità e_l delle reazioni delle travi, che può essere anche rilevante nel caso si debba lasciare tra le testate delle travi lo spazio per i martinetti di tesatura dei cavi di precompressione. L'eccentricità longitudinale diventa poi importante nel caso dei ponti a stampella (figura 11.6).

Quanto sopra fa sì che non si sappia a priori quale sia la disposizione più sfavorevole dei carichi accidentali in quanto caricando una sola campata si rende massimo M_l mentre caricando ambedue le campate si rendono massimi M_t o N mentre M_l è minore.

Analoghe considerazioni valgono per definire la posizione del carico trasversalmente, cioè il numero di corsie da caricare, potendosi rendere massimo M_t o N , per cui le situazioni di carico che bisognerebbe considerare risultano teoricamente pari a due volte il numero delle corsie.

Più semplice è il caso di travi continue in quanto si ha una unica serie di appoggi posti in asse alla pila, e quindi sono nulli tutti i momenti longitudinali dovuti alle reazioni verticali dell'impalcato.

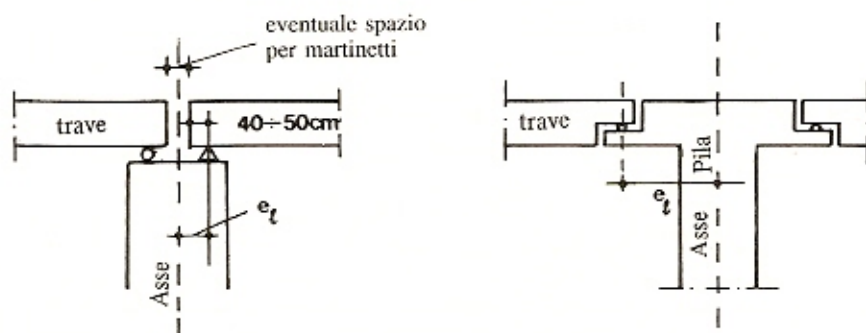


Fig. 11.6

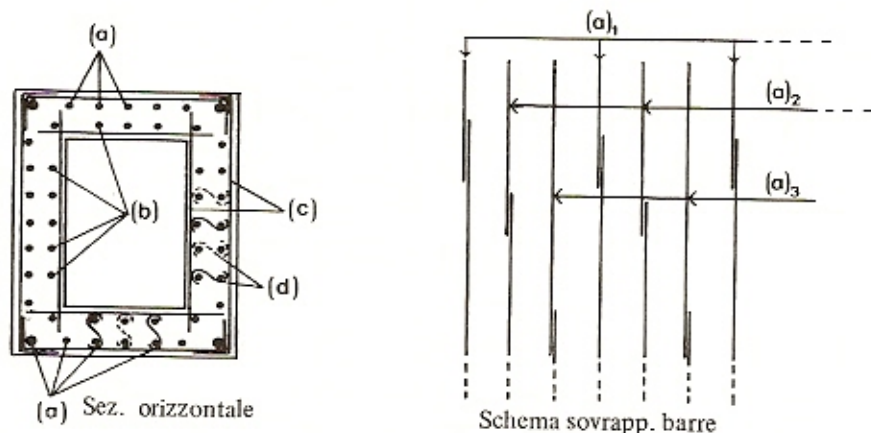


Fig. 11.7

- (a) ferri verticali esterni eventualmente più grossi agli spigoli
 (b) ferri verticali interni eventualmente di diametro minore di quelli esterni
 (c) ferri orizzontali
 (d) legature o staffe orizzontali, eventualmente sfalsate almetricamente

Naturalmente le combinazioni di carico da considerare sono tutte quelle realmente possibili, cioè che sommano gli effetti di azioni congruenti tra loro.

Nel caso di forti valori di e_1 (ponti a stampella), bisogna considerare anche due condizioni di carico eccezionali, che possono risultare le più gravose per i fusti delle pile, corrispondenti a:

- eventuale fase costruttiva in cui parte dell'impalcato e delle attrezzature di varo gravano sull'estremità di uno sbalzo essendo l'altro scarico;
- eventuale crollo di una sola travata per cause imprevedibili (sabotaggio, sisma ecc.).

Naturalmente per queste condizioni di carico si potranno accettare sovratensioni nei materiali o, nel caso di calcolo a rottura, valori ridotti dei coefficienti di sicurezza.

Alcune combinazioni di carico conducono in genere a sollecitazioni di pressoflessione deviata con tensioni di trazione non trascurabili, per cui bisogna eseguire le verifiche con sezione parzializzata.

Quando le tensioni nelle armature, come accade spesso, sono rilevanti, bisogna porre molta cura nella sovrapposizione delle barre le quali, nel caso di casseforme rampanti, non possono essere molto lunghe (in genere 5 ÷ 6 m). In questi casi è consigliabile sfalsare il più possibile le sovrapposizioni per non avere sezioni di discontinuità, come indicato in figura 11.7, che riporta una corretta disposizione delle armature per una pila cava.

11.4 - LE PILE SNELLE

Molto spesso le pile dei ponti a travata sono alte rispetto alle dimensioni della loro sezione, per cui devono essere presi in considerazione i fenomeni di instabilità flessionale.

Ciò è prescritto attualmente per snellezze λ superiori ad un limite convenzionale fissato⁽¹⁾ [2]

$$\lambda = l_0/i \geq \lambda_0 \quad (11.1)$$

essendo:

i = raggio di inerzia della sezione nella direzione considerata

l_0 = lunghezza libera di inflessione nella direzione considerata

La definizione della lunghezza libera di inflessione non risulta peraltro sempre immediata. La schematizzazione corrente di una pila infatti è quella di una mensola, cioè di un'asta perfettamente incastrata alla base e libera in sommità (figura 11.8a). In questo caso è noto che si ha $l_0 = 2H$.

Questa schematizzazione ignora però due fatti, opposti, che possono essere molto importanti:

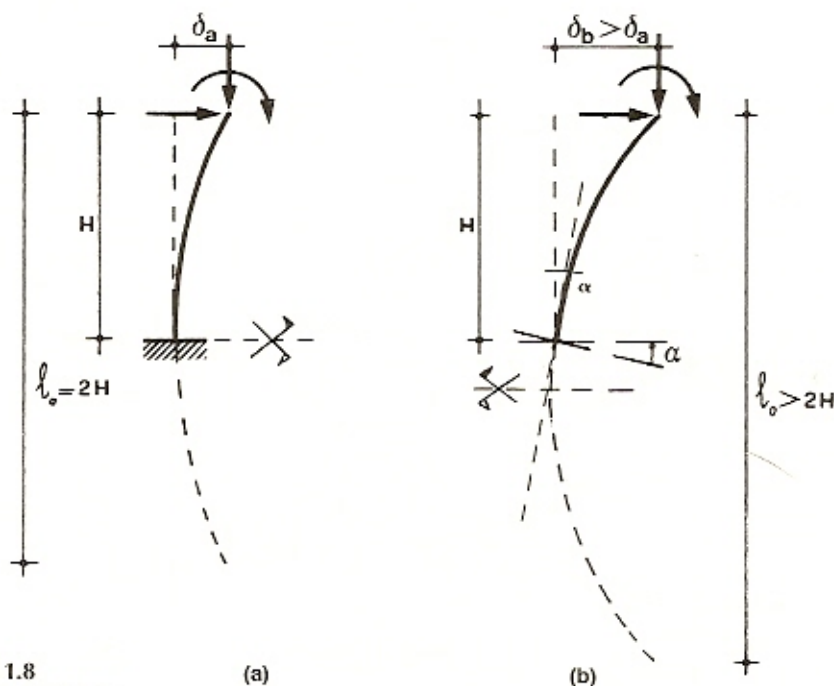


Fig. 11.8

a) incastro perfetto
b) incastro cedevole

⁽¹⁾ Nel caso si eseguano le verifiche con il metodo delle t.a. si ha $\lambda_0 = 50$.

a) la fondazione della pila non costituisce mai un incastro perfetto poiché si ha la deformabilità (elastica ed anelastica) del suolo e degli eventuali pali. Ciò fa scendere il grado di incastro e quindi fa aumentare l_0 (figura 11.8b).

Questo fatto può essere molto rilevante nel caso di fondazioni su pali molto lunghi che trasmettano il carico al terreno prevalentemente attraverso la punta. Sarà allora consigliabile considerare nei calcoli l'intera struttura costituita da pali, plinto e pila (figura 11.9) e trattarla come un telaio.

b) la sommità della pila può risultare vincolata elasticamente quando le travate poggiano su di essa con appoggi in gomma sintetica (neoprene). Poiché questa gomma ha modulo di elasticità trasversale basso ma non nullo ($0,8 \div 1 \text{ N/mm}^2$), la sua deformazione può avvenire solo con l'insorgere di forze orizzontali che si oppongono allo spostamento della testa pila. Qualcosa di simile accade con gli appoggi in acciaio o PTFE che forniscono una reazione orizzontale dovuta all'attrito.

Peraltro questo fatto è difficilmente quantizzabile perché dipende dalla deformabilità di tutte le pile adiacenti a quella che si studia per cui, agendo a favore di stabilità e per compensare in parte l'approssimazione che si fa sul vincolo alla base, è consigliabile considerare la pila come effettivamente libera in sommità.

Una volta definita l_0 , e quindi λ , le verifiche andranno eseguite secondo le Norme vigenti. In particolare l'attuale Decreto Ministeriale, qualora si segua il metodo delle t.a., fornisce i coefficienti di maggiorazione ω (in funzione di λ) per il carico assiale N mentre i momenti flettenti vanno amplificati del coefficiente:

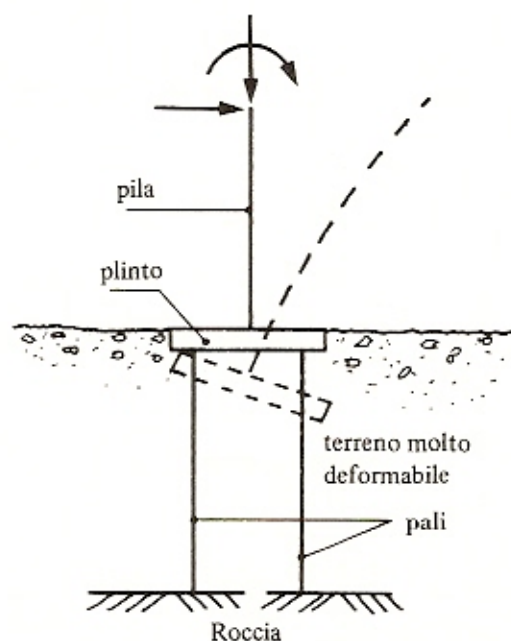


Fig. 11.9

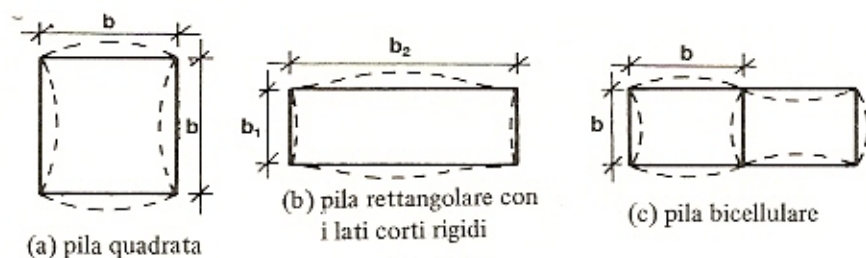


Fig. 11.10

$$C = \frac{1}{1 - N/N_E} \quad (11.2)$$

essendo N_E il carico critico Euleriano calcolato per un modulo di elasticità convenzionale del calcestruzzo

$$E_c^* = 0,4 E_c \quad (11.3)$$

che tiene conto delle deformazioni viscosi (vedi cap. 3).

Qualora invece si segua il metodo SPSL bisogna considerare una eccentricità non intenzionale della forza assiale, dovuta ad imperfezioni geometriche costruttive o di montaggio, pari a

$$e_a = l_0/300 \text{ (minimo 2 cm)} \quad (11.4)$$

che nel caso delle mensole equivale a

$$e_a = \frac{H}{150} \quad (11.5)$$

valore che appare molto prudente, specie per le pile alte (con $H = 60$ m si ha una eccentricità non intenzionale di ben 40 cm mentre si è constatato che le attuali tecniche costruttive consentono scarti inferiori a 10 cm).

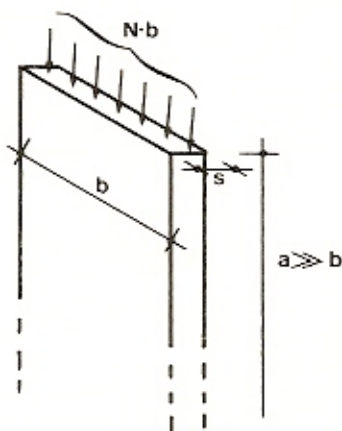


Fig. 11.11

Oltre alla instabilità della pila nel suo insieme bisogna a volte controllare anche la **instabilità locale** delle pareti le quali, se di spessore molto sottile, possono "imbozzarsi". La sezione cioè perde improvvisamente la propria forma, come indicato in figura 11.10.

Se si suppone, per semplicità, ciascuna lastra come incernierata lungo i lati lunghi (cosa che è rigorosamente vera nei casi a e c di figura 11.10), e se inoltre si ammette la lastra infinitamente lunga (figura 11.11) come è effettivamente per le pile, allora si ha:

$$N_{crit} = 4 \pi^2 \frac{D}{b^2} \quad (11.6)$$

con

$$D = \frac{E S^3}{12 (1 - \nu^2)}$$

ed N = forza per unità di lunghezza.

Anche in questo caso, per tenere conto delle deformazioni viscosi, sarà opportuno considerare il modulo ridotto (11.3), mentre il coefficiente di sicurezza sarà bene che risulti superiore a $8 \div 10$ come per tutti i fenomeni di instabilità.

In genere comunque, con lo spessore minimo di 25 cm consigliato dalle ragioni costruttive, il carico risulta sufficientemente alto; quando ciò non accade si dispongono setti intermedi che riducono la larghezza b .

11.5 - LE VERIFICHE IN FASE DI SISMA

11.5.1 - Premessa

La filosofia che ispira la normativa di quasi tutti i Paesi è quella di definire due possibili terremoti di progetto differenziando, rispetto a questi, il livello di sicurezza richiesto alle opere.

Si ha così un terremoto "frequente", che ha cioè alte probabilità di verificarsi durante la vita del ponte, e quindi di intensità relativamente contenuta.

In via orientativa si può pensare ad eventi con un periodo di ritorno di circa 50 anni, dell'ordine di grandezza della vita della struttura, quali sono quelli definiti dalla attuale Legge Italiana [3].

Nel caso si verifichi un simile evento il ponte deve rimanere perfettamente integro, cioè il suo comportamento deve essere sostanzialmente elastico.

Vi è poi un terremoto "violento", molto più forte del precedente e quindi più raro. In termini di periodo di ritorno si può pensare a $300 \div 500$ anni e quindi le probabilità che il ponte debba subirlo sono modeste.

Per ovvii motivi economici si accetta che in questi casi alcune parti del ponte si danneggino, superando il limite elastico, purché l'opera non crolli e possa svolgere la sua funzione subito dopo il terremoto, pur nella consapevolezza di doverlo riparare o addirittura ricostruire.

La condizione del "non crollo" può essere sostanzialmente ottenuta in due modi:

- a) dotando l'opera di particolari dispositivi antisismici che, nel caso di sismi violenti, alterino la risposta della struttura o la isolino alla base (v. cap. 10);
 b) consentendo spostamenti della struttura molto oltre il limite elastico grazie alla plasticizzazione di alcune sue parti, in particolare delle pile. Questa proprietà della struttura è definita genericamente come "duttilità".

Nel seguito si forniscono brevi cenni sull'analisi lineare delle pile e sui particolari che ne garantiscono una adeguata duttilità, rimandando a testi specializzati (quali ad esempio [4] e [5]) per una trattazione generale del problema ed in particolare per l'analisi dinamica non lineare, necessaria nel caso a).

11.5.2 - Analisi dinamica lineare approssimata

Normalmente, per una generica struttura, il calcolo in fase elastica viene condotto con la tecnica dell'analisi modale utilizzando lo spettro di risposta elastico fornito dalle Norme.

Un ponte a travata è, però, una struttura molto semplice per cui, nella maggioranza dei casi, l'analisi dinamica in campo lineare è riconducibile a quella di una mensola (la pila) dotata di massa propria μ distribuita lungo l'altezza più una massa concentrata in sommità, m , corrispondente al pulvino ed all'eventuale impalcato che sulla pila ha appoggio fisso.

In questi casi è possibile calcolare in modo semplice e sufficientemente approssimato la risposta elastica della pila ad un sisma di spettro assegnato $R(T)$.

Il metodo, esposto per esteso in [6] e [7], consiste sostanzialmente nel ricondurre la pila, la quale avendo una massa distribuita ha un numero infinito di gradi di libertà, ad un oscillatore elementare dotato di massa e rigidità fittizi opportunamente scelti (figura 11.12).

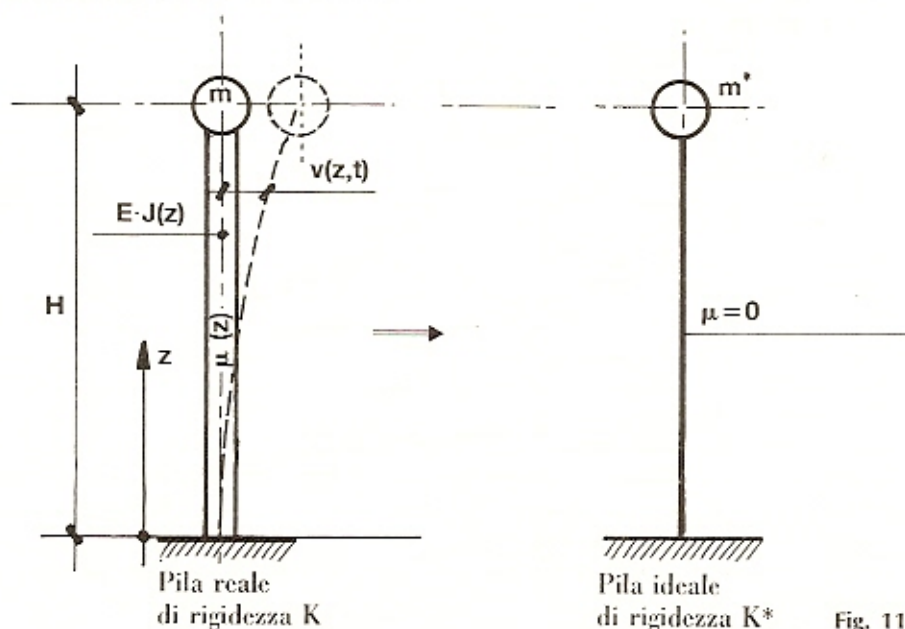


Fig. 11.12

Ciò può essere fatto fissando a priori, in modo appropriato, la "forma" della deformata della pila che si suppone rimanga invariata per tutto il moto mentre varia solo l'ampiezza in funzione di t .

Si ammette cioè che nel generico istante possa scriversi:

$$v(z,t) = \psi(z) \cdot q(t) \quad (11.7)$$

ed è facile dimostrare (si veda ad esempio [8]) che il sistema è del tutto equivalente ad un oscillatore elementare che abbia:

$$\begin{aligned} m^* &= m + \int_0^l \mu(z) \psi^2(z) dz \\ k^* &= \int_0^l E \cdot J(z) \psi''^2(z) dz \end{aligned} \quad (11.8)$$

avendo supposto, nel caso più generale, che la pila abbia massa e rigidezza variabili con l'altezza z .

Noti questi valori può calcolarsi il periodo fondamentale di vibrazione della pila:

$$T_0 = 2\pi (m^*/k^*)^{1/2} \quad (11.9)$$

e quindi, dallo spettro di risposta delle norme, il valore dell'accelerazione spettrale $C_R(T_0)$.

Si definiscono poi altri due valori di masse fittizie indicate con m_Q ed m_M che compaiono nelle espressioni che danno le massime sollecitazioni alla base della pila:

$$\begin{aligned} \text{Taglio: } Q_{\max} &= C_R(T_0) \cdot (m_Q^2/m^*) \cdot g \\ \text{Momento: } M_{\max} &= Q_{\max} \cdot H \cdot (m_M/m_Q) \end{aligned} \quad (11.10)$$

Gli andamenti dello sforzo di taglio e del momento lungo l'altezza della pila possono assumersi, nei casi usuali, come indicato in figura 11.13.

Qui di seguito si forniscono le espressioni di m^* , k^* , m_Q ed m_M per i casi più frequenti di pile a sezione variabile:

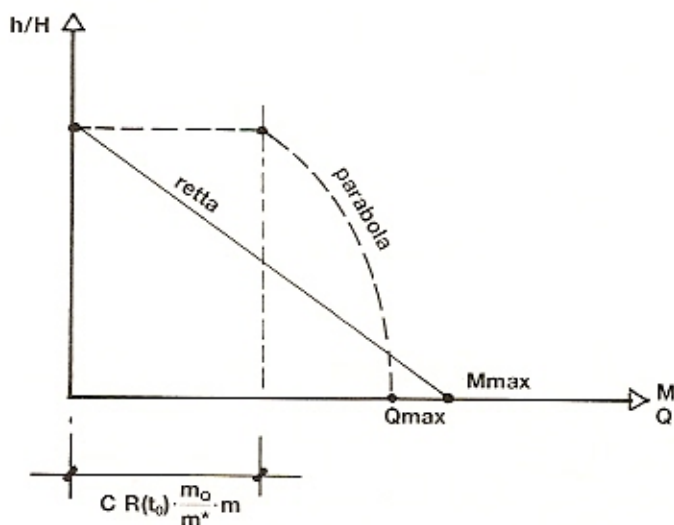


Fig. 11.13

1° caso: *Pila con due tratti a sezione costante* (figura 11.14)

Si fa l'ipotesi che il rapporto α tra i momenti di inerzia J dei due tratti di pila sia eguale⁽¹⁾ a quello tra le masse per unità di lunghezza, μ . Ciò si verifica con buona approssimazione nei casi di pile a sezione scatolare in cui vari solo lo spessore delle pareti.

$$\begin{aligned} m^* &= m + 0,24 \cdot \mu_1 \cdot H + (\alpha - 1) \cdot \Delta_0 \cdot \mu_1 \cdot \\ k^* &= (EJ_1/H^3) \cdot [3 + (\alpha - 1) \cdot \Delta_1] \\ m_Q &= m + 0,39 \cdot \mu_1 \cdot H + (\alpha - 1) \cdot \Delta_2 \cdot \mu_1 \cdot H \\ m_M &= m + 0,28 \cdot \mu_1 \cdot H + (\alpha - 1) \cdot \Delta_3 \cdot \mu_1 \cdot H \end{aligned} \quad (11.11)$$

con

$$\begin{aligned} \Delta_0 & \begin{cases} 0 & \text{per } \beta \leq 0,2 \\ 0,55 \beta^3 - 0,37 \beta^2 + 0,07 \beta & \text{per } \beta > 0,2 \end{cases} \\ \Delta_1 & \begin{cases} 0 & \text{per } \beta \leq 0,03 \\ 4,62 \beta - 0,14 & \text{per } 0,03 \leq \beta \leq 0,68 \\ 3 & \text{per } \beta \geq 0,68 \end{cases} \\ \Delta_2 & \begin{cases} 0 & \text{per } \beta \leq 0,2 \\ 0,26 \beta^3 + 0,16 \beta^2 - 0,03 \beta & \text{per } \beta > 0,2 \end{cases} \\ \Delta_3 & \begin{cases} 0 & \text{per } \beta \leq 0,2 \\ 0,49 \beta^3 - 0,24 \beta^2 + 0,04 \beta & \text{per } \beta > 0,2 \end{cases} \end{aligned} \quad (11.12)$$

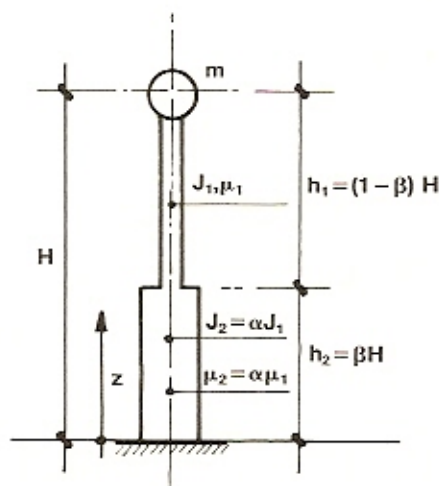


Fig. 11.14

⁽¹⁾ Le pile a sezione costante sono ovviamente un caso particolare di questo corrispondente ad $\alpha = 1$.

2° caso: *Pila con massa e rigidezza variabili linearmente con l'altezza* ($H \leq 50$ m) (figura 11.15)

A questo caso possono ricondursi con buona approssimazione le pile scatolari in cui si faccia variare il solo spessore delle pareti.

Si ha:

$$\begin{aligned} m^* &= m + (0,045 \cdot \mu_1 + 0,195 \cdot \mu_2) \cdot H \\ k^* &= \frac{3E}{H^3} \cdot (0,765 \cdot J_1 + 0,235 \cdot J_2) \\ m_Q &= m + (0,105 \cdot \mu_1 + 0,285 \cdot \mu_2) \cdot H \\ m_M &= m + (0,06 \cdot \mu_1 + 0,22 \cdot \mu_2) \cdot H \end{aligned} \quad (11.13)$$

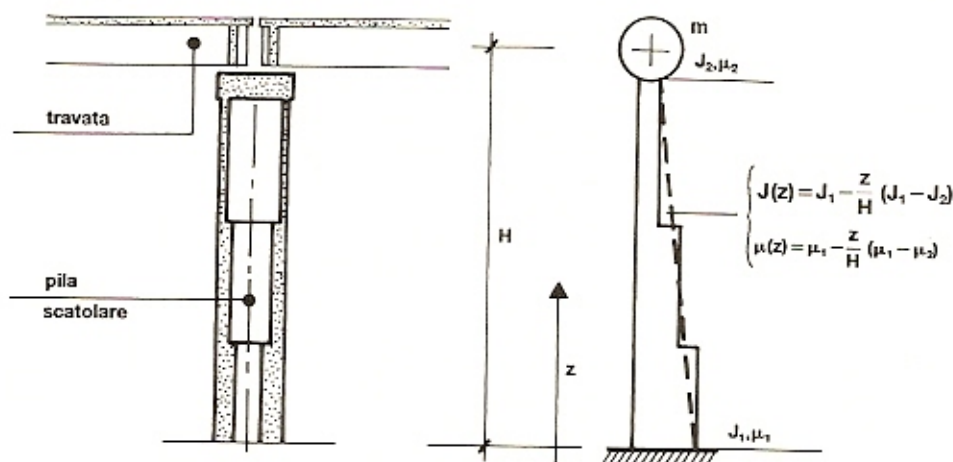


Fig. 11.15

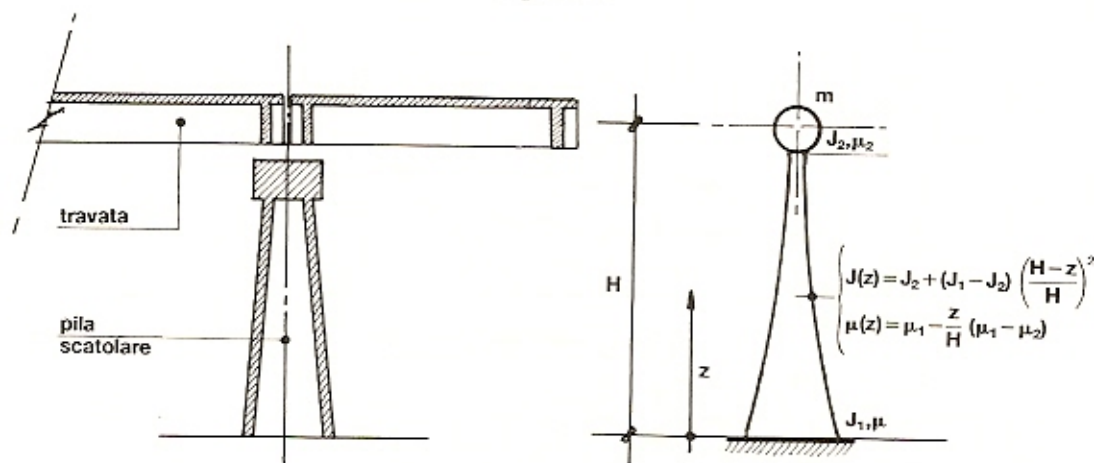


Fig. 11.16

3° caso: *Pila con massa e rigidezza variabili con legge quadratica lungo l'altezza* ($H \leq 50$ m)

Sono assimilabili a questo caso le pile scatolari con pareti di spessore costante e dimensioni variabili linearmente con l'altezza (figura 11.16):

$$\begin{aligned} m^* &= m + (0,035 \mu_1 + 0,205 \mu_2) \cdot H \\ k^* &= \frac{3E}{H^3} \cdot (0,6 J_1 + 0,4 J_2) \\ m_Q &= m + (0,09 \mu_1 + 0,30 \mu_2) \cdot H \\ m_M &= m + (0,05 \mu_1 + 0,23 \mu_2) \cdot H \end{aligned} \quad (11.14)$$

Esempio

Pila scatolare con massa e rigidezza variabili con legge quadratica lungo l'altezza (3° caso). I dati sono quelli di figura 11.17.

Si ha:

$$m = (W_t + W_p) \cdot \frac{1}{g} = \frac{13000 + 2000}{9,81} = 1529,05 \text{ KN massa}$$

$$\mu_1 = \frac{10,28 \cdot 25}{9,81} = 26,20 \text{ KN massa/m}$$

$$\mu_2 = \frac{5,50 \cdot 25}{9,81} = 14,02 \text{ KN massa/m}$$

Si ricava:

$$m^* = 1529,05 + (0,035 \cdot 26,2 + 0,205 \cdot 14,02) \cdot 50 = 1718,6 \text{ KN massa}$$

$$k^* = \frac{3 \cdot 2,5 \cdot 10^7}{50^3} \cdot (0,6 \cdot 58,28 + 0,4 \cdot 11,71) = 23791 \text{ KN/m}$$

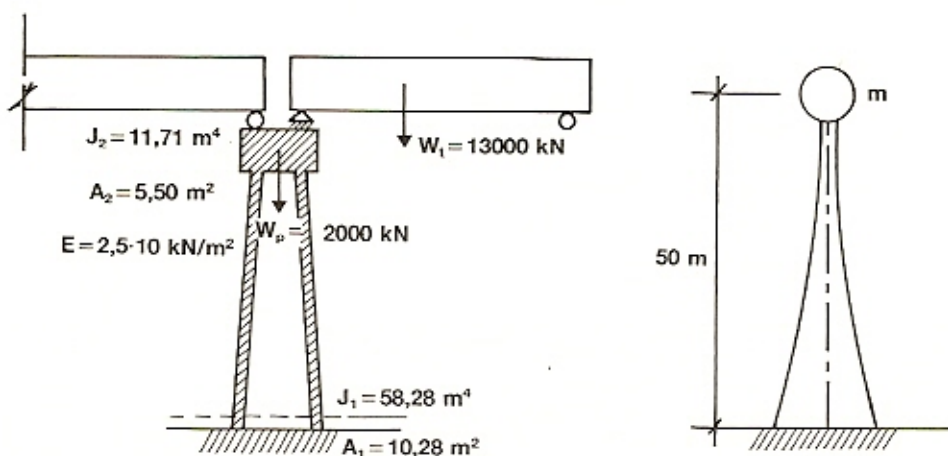


Fig. 11.17

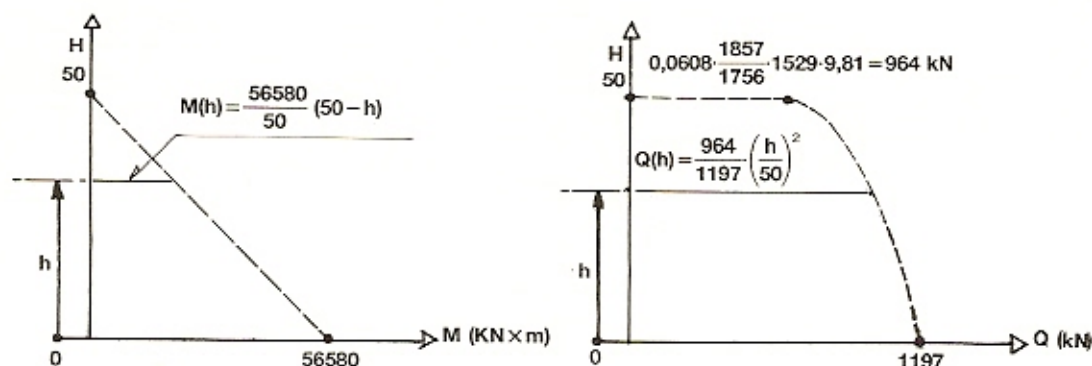


Fig. 11.18

il periodo fondamentale di vibrazione della pila è quindi:

$$T_0 = 2\pi (1718,6/23791)^{1/2} = 1,689 \text{ sec.}$$

cui corrisponde un coefficiente sismico, per zona di 1^a categoria, pari a:

$$C \cdot R(T_0) = 0,1 \cdot \frac{0,862}{1,689^{2/3}} = 0,0608$$

Per avere le massime sollecitazioni alla base si calcolano:

$$m_Q = 1529,05 + (0,09 \cdot 26,2 + 0,30 \cdot 14,02) \cdot 50 = 1857,25 \text{ KN massa}$$

$$m_M = 1529,05 + (0,05 \cdot 26,2 + 0,23 \cdot 14,02) \cdot 50 = 1755,78 \text{ KN massa}$$

e quindi per le 11.10:

$$Q_{\max} = 0,0608 \cdot \frac{1857,25^2}{1718,6} - 9,81 = 1197 \text{ KN (1197 KN)}$$

$$M_{\max} = 1197 \cdot 50 \cdot \frac{1755,78}{1857,25} = 56580 \text{ KN} \cdot \text{m (55860 KN} \cdot \text{m)}$$

I valori tra parentesi sono quelli che si sarebbero ottenuti svolgendo l'analisi modale e considerando i primi 5 modi di vibrare della struttura.

L'andamento del momento e del taglio lungo l'altezza della pila può assumersi come in figura 11.18.

11.5.3 - Effetti idrodinamici

Quando una pila è immersa in acqua bisogna considerare, oltre agli effetti delle forze inerziali associate alle masse strutturali, anche le azioni che il liquido esercita su di essa in fase di sisma.

L'analisi dinamica, di per sé molto complessa, si semplifica notevolmente se si accettano le seguenti ipotesi:

a) la compressibilità dell'acqua è trascurabile. Ciò è vero se la larghezza del corpo immerso è minore di $20 \div 25 \text{ m}$;

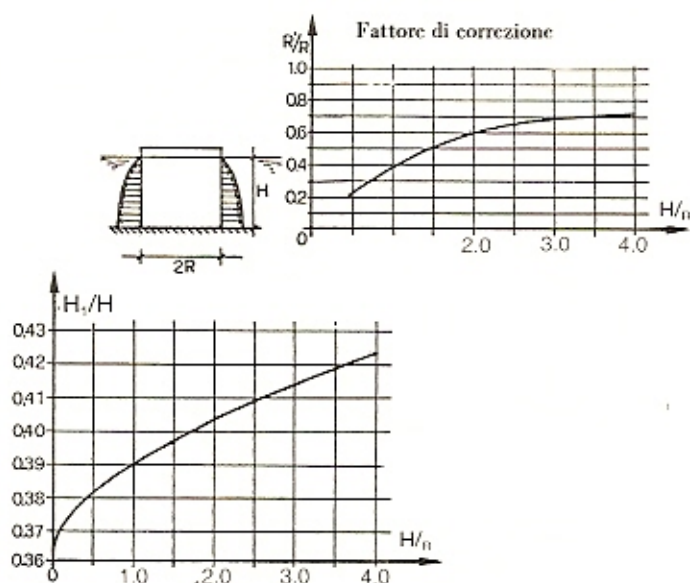


Fig. 11.19

- b) la parte di corpo sommersa è rigida;
 c) si trascurano le onde di superficie ("sloshing").

Con queste ipotesi [9], se il corpo immerso è cilindrico di raggio R , l'effetto idrodinamico può essere preso in conto aggiungendo alla massa del corpo una massa fittizia pari a quella di un cilindro d'acqua alto H e di raggio R' , minore di R , ricavabile dal grafico di figura 11.19.

La distribuzione delle pressioni idrodinamiche lungo l'altezza H ha l'andamento riportato in figura; il baricentro della massa fittizia aggiuntiva si troverà ad una altezza H_1 dal fondo ricavabile dal secondo grafico di figura 11.19.

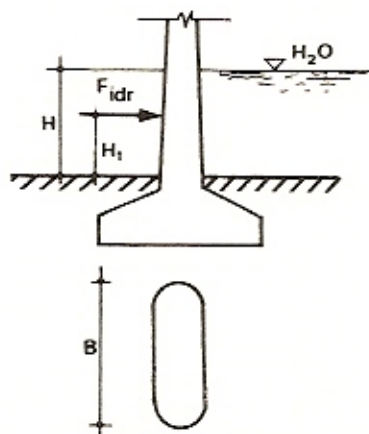


Fig. 11.20

Purtroppo i risultati disponibili riguardano solo i corpi di sezione cilindrica ma appare ragionevole, in prima approssimazione, estendere i risultati anche a forme diverse considerando una pila circolare equivalente di diametro B pari alla dimensione della pila effettiva ortogonale al moto del fluido.

Le SEHB Giapponesi [10] forniscono per la forza idrodinamica da considerare nel caso di pile generiche (figura 11.20)

$$\begin{aligned} F_{idr} &= 3/4 \cdot (C \cdot R) \gamma_w B^2 H \left(1 - \frac{B}{4H}\right) & \text{per } B/H \leq 2 \\ F_{idr} &= 3/8 \cdot (C \cdot R) \gamma_w B^2 H & \text{per } B/H > 2 \end{aligned} \quad (11.15)$$

$$H_1 = 0,5 H$$

Nelle 11.15 $(C \cdot R)$ è il coefficiente sismico, γ_w il peso di volume dell'acqua, e B la larghezza media della pila nel senso ortogonale al moto.

11.5.4 - Influenza delle caratteristiche del terreno di fondazione in fase di sisma

La tendenza attuale, specie in opere importanti, è quella di estendere l'indagine sismica al complesso costituito dal suolo e dalla struttura.

Gli effetti che la natura del suolo di fondazione ha sulla risposta di una struttura sono molteplici e possono brevemente riassumersi come segue:

a) I caratteri geotecnici e dinamici dei terreni superficiali possono cambiare, anche radicalmente, le caratteristiche delle vibrazioni rispetto alla roccia di base da cui vengono gli impulsi. Ciò sia in termini di accelerazione massima che di contenuto di frequenze.

Un esempio vistoso di questo fatto si è avuto nel Friuli ove due stazioni, poste ad 1 Km appena di distanza, una su roccia ed una su alluvione, hanno fornito per la stessa scossa accelerogrammi tanto diversi tra loro da comportare, nel caso delle alluvioni, spettri di risposta con accelerazioni massime più che doppie rispetto al caso della roccia.

Tabella 11.1

Gruppo	Descrizione del suolo	ϵ
S_1	Roccia di base o depositi ben addensati (sabbie compatte, ghiaie o argille sovraconsolidate) con spessori inferiori a 50 m sulla roccia di base	1,0
S_2	Depositi ben addensati (come in S_1) con spessori superiori a 50 m. Terreni mediamente addensati (sabbie o argille normalmente consolidate) con spessori inferiori a 10 m	1,1
S_3	Depositi mediamente addensati (come in S_2) con spessori inferiori a 25 m e con uno strato superficiale di terreno compressibile inferiore a 5 m	1,2
S_4	Terreni diversi da quelli sopra enunciati	1,3

Tabella 11.2

Gruppo	Terreno	Coefficiente
I	Roccia di base e terreni con $T_G < 0,2$ sec	0,8
II	Terreni alluvionali addensati con $0,2 \leq T_G < 0,6$ sec	1,0
III	Terreni alluvionali sciolti con $T_G \geq 0,6$ sec	1,2
T_G = Valore caratteristico del sito (sec) pari a: $T_G = 4 \sum_i \frac{H_i}{V_{oi}}$ ove H_i = spessore (m) dello strato i.mo di terreno V_{oi} = velocità delle onde di taglio nello strato i.mo (m/sec)		

Molte Norme tengono conto di questo fatto fornendo spettri di progetto diversi a seconda della natura dei terreni di fondazione.

In Italia della natura del terreno si tiene attualmente conto con il "coefficiente di fondazione" ϵ che di regola si assume eguale ad 1. Per fondazioni su terreni "compressibili" è previsto un opportuno aumento di ϵ fino ad un massimo di 1,3 nei casi di più elevata compressibilità. Una possibile classificazione è riportata nella tabella 11.1 tratta da [11].

La prossima normativa, sulla scorta dell'Eurocodice 8, terrà conto della natura del suolo anche nella "forma" dello spettro.

Anche le già citate SEHB Giapponesi distinguono 3 gruppi di terreni per i quali forniscono un coefficiente ν_2 moltiplicativo del coefficiente sismico di base (v. tabella 11.2).

b) Le caratteristiche elastiche del terreno di fondazione modificano il periodo proprio della struttura nel senso che, per terreni più scadenti, si hanno periodi più lunghi, e quindi una risposta dinamica inferiore.

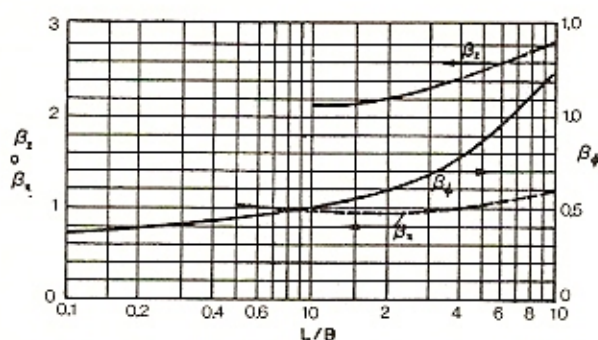
Questo vantaggio peraltro è compensato dai maggiori momenti del secondo ordine (effetto P- Δ) che nascono nella pila a causa della sua più grande deformabilità.

c) Qualora si conduca un'analisi dinamica approfondita, tenendo conto dello smorzamento del complesso suolo struttura, si vede che a moduli elastici del terreno bassi, corrispondono smorzamenti complessivi maggiori.

d) Gli strati superficiali di alcuni terreni possono perdere completamente la loro capacità portante durante un sisma, e quindi andranno evitati nel caso di fondazioni dirette, o trascurati nel calcolo qualora si impieghino pali.

Una indicazione di massima è quella di ignorare almeno 3 m di terreno nel caso di un suolo coesivo con resistenza nella prova ad espansione laterale libera inferiore a 0,2 Kg/cm²; arrivare a trascurare fino a 10 m di terreno nel caso di sabbie molto fini e Standard Penetration Test inferiori a 10, in quanto sussiste il pericolo di "liquefazione".

Moto	Costante della molla
(a) Base circolare ^a	
Verticale	$k_z = \frac{4 G \gamma_o}{1 - \mu}$
Orizzontale	$k_x = \frac{21(1 - \mu) G \gamma_o}{7 - 8\mu}$
Flessionale	$k_\phi = \frac{8 G \gamma_o^3}{3(1 - \mu)}$
Torsionale	$k_\theta = \frac{16}{3} G \gamma_o^3$
(b) Base rettangolare ^b	
Verticale	$k_z = \frac{G}{1 - \mu} \beta_z \sqrt{B L}$
Orizzontale	$k_x = 2(1 + \mu) G \beta_x \sqrt{B L}$
Flessionale	$k_\phi = \frac{G}{1 - \mu} \beta_\phi B L$



L = lunghezza del piano degli spostamenti
orizzontali o del momento flettente

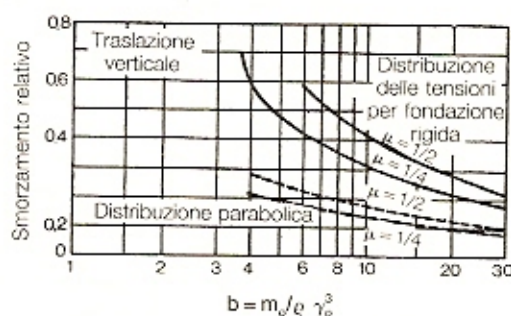
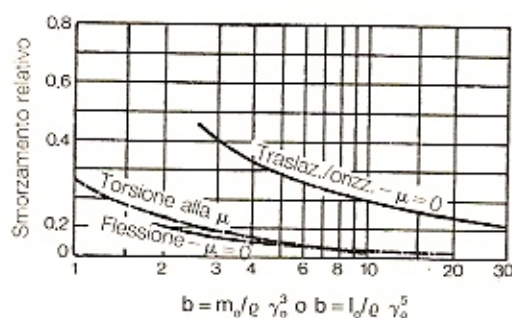
B = larghezza

G = modulo di taglio

μ = coeff. di Poisson

γ_o = raggio

Modi di vibrare	Massa equilibrante del terreno		
	$\mu = 0$	$\mu = 1/4$	$\mu = 1/2$
Traslazione	0,5 e γ_o^3	1,0 e γ_o^3	2,0 e γ_o^3
Traslazione orizzontale	0,2 e γ_o^3	0,2 e γ_o^3	0,1 e γ_o^3
Flessione	0,4 e γ_o^3	No computer	
Torsione intorno all'asse verticale	0,3 e γ_o^3	0,3 e γ_o^3	0,3 e γ_o^3



m_o = massa della elevazione
 I_o = momento di inerzia della pila
 e = densità di massa del terreno

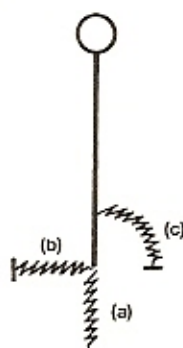


Fig. 11.21

I brevi richiami forniti mostrano l'importanza che hanno i terreni di fondazione sulla risposta dinamica di un ponte in fase di sisma, e quindi la necessità che per opere di una certa importanza venga svolta una analisi non limitata alla sola struttura ma estesa ad una porzione significativa di suolo.

Un modo semplice per fare ciò, valido però solo per fondazioni dirette di forma circolare o rettangolare, è quello proposto da Whitman e riportato in [12] che assimila il suolo a delle molle verticali (a), orizzontali (b), flessionali (c) e rotazionali intorno all'asse verticale. Nella figura 11.21 sono riportate sinteticamente le rigidezze di queste molle e le masse del suolo da includere nei calcoli, così come suggerito dall'Autore.

11.5.5 - La duttilità delle pile

11.5.5.1 - Aspetti generali

Come detto in premessa la duttilità è quella proprietà della struttura che le consente di sopportare sismi violenti, superiori a quelli per cui è stata progettata in fase elastica, senza arrivare al collasso.

Ciò è possibile se, avvenute le prime plasticizzazioni, la struttura può continuare a deformarsi per un lungo tratto senza arrivare a rottura. La figura 11.22 mostra, qualitativamente, il diagramma carichi-deformazioni per una struttura "duttile" rispetto a quello relativo ad una "fragile".

Dal diagramma si vede come ambedue le strutture, pur essendo equivalenti in esercizio in quanto hanno lo stesso carico ultimo P_u , non lo sono affatto in fase di sisma. Infatti la struttura (b), se scaricata prima di arrivare a rottura, compie un ciclo capace di disperdere energia (rappresentata dall'area tratteggiata di figura) e quindi ha una risposta più favorevole al sisma.

Da un diagramma carichi-deformazioni relativo ad una struttura ideale a comportamento elastoplastico (con o senza incrudimento) possiamo ricavare la definizione di duttilità della struttura

$$\mu_u = \frac{\Delta_u}{\Delta_e} \quad (11.16)$$

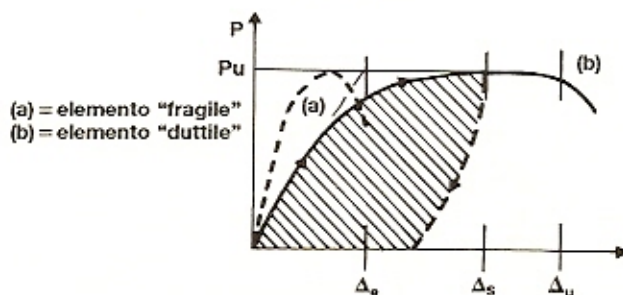


Fig. 11.22

dove

Δ_u = spostamento ultimo a rottura;

Δ_e = spostamento max in fase elastica.

Se durante un dato terremoto la struttura si plasticizza e raggiunge uno spostamento massimo Δ_e , ciò vuol dire che la duttilità richiesta sarebbe

$$\mu_s = \frac{\Delta_s}{\Delta_e} \quad (11.17)$$

Il rapporto tra le due duttilità, quella richiesta e quella disponibile, indica quanto la struttura è arrivata vicino al crollo e quindi, in definitiva, costituisce una sorta di coefficiente di sicurezza.

Sulla duttilità non si hanno indicazioni esplicite nelle Norme Italiane. Si è già visto tuttavia al capitolo 10 che nel calcolo delle deformazioni per il dimensionamento degli appoggi bisogna moltiplicare per 4 o per 6 i valori massimi trovati con il calcolo elastico per il sisma di progetto. Così facendo si ammette implicitamente che la struttura vada in campo plastico e sia in grado di fornire la duttilità richiesta supposta pari a 4÷6.

11.5.5.2 - Fattori che influenzano la duttilità di una pila in calcestruzzo

Rimandando alla letteratura specializzata ed alla normativa straniera (vedi ad esempio [13]) per una trattazione approfondita, qui si enunciano solo i fattori principali.

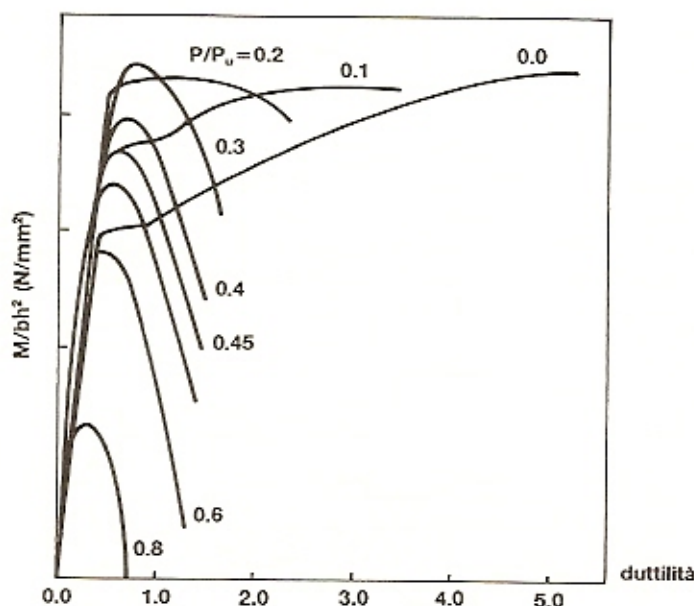


Fig. 11.23 Sezione con armatura simmetrica (2%).

1) Nel caso di sezioni pressoinflesse, quale è quello delle pile, bisogna evitare le sezioni fortemente armate. È noto infatti che se si arriva a rottura per schiacciamento del calcestruzzo prima dello snervamento dell'acciaio (armatura "forte") non si sfrutta la duttilità di quest'ultimo, come avviene invece se esso si snerva prima della rottura del calcestruzzo (armatura "debole").

Detta γ_{crit} la percentuale di armatura critica, per la quale cioè si arriva contemporaneamente allo snervamento dell'acciaio ed allo schiacciamento del calcestruzzo, è opportuno che la percentuale γ di armatura in una sezione sia:

$$\gamma < \frac{1}{2} \gamma_{crit} \quad (11.18)$$

2) La presenza di armatura in compressione aumenta la duttilità della sezione e quindi va sempre prevista. Questa richiesta è peraltro quasi sempre soddisfatta nelle pile dei ponti che in genere debbono avere armature simmetriche poiché le forze orizzontali di esercizio possono avere qualsiasi verso.

3) La presenza di forti sforzi normali rende la sezione fragile.

Questa riduzione, come si evince dalla figura 11.23, risulta particolarmente sensibile quando il carico di esercizio supera il 20% del carico di rottura per compressione semplice.

Vanno quindi evitate sezioni fortemente compresse e comunque va disposta una staffatura molto fitta per esercitare una efficace azione di "confinamento" del calcestruzzo.

4) Le rotture per taglio sono sempre di tipo fragile. Bisogna quindi disporre armature tali (cioè di nuovo staffe sufficientemente fitte) per cui il collasso per taglio avvenga comunque dopo quello per flessione. Così nei casi semplici di figura 11.24, dovrà essere

$$\text{caso a) } Q_u > \frac{M_u}{H}$$

$$\text{caso b) } Q_u > 2 \cdot \frac{M_u}{H}$$

avendo indicato con M_u e Q_u il momento ultimo e la resistenza ultima a taglio della sezione di base.

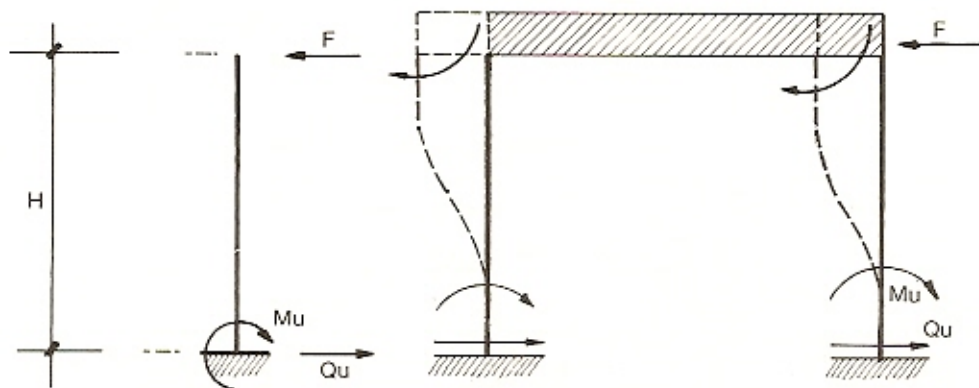


Fig. 11.24

5) I dettagli costruttivi hanno importanza determinante. Soluzioni comunemente adottate per i carichi di esercizio, essenzialmente verticali, si sono dimostrate carenti o addirittura cause primarie di collasso nel caso di forze ripetute.

Tra i difetti più comuni che riducono la duttilità delle pile si citano i seguenti.

5.a) Staffatura insufficiente

Una staffatura adeguata, oltre a "confinare" il calcestruzzo e aumentare la resistenza a taglio riduce i rischi di instabilità delle armature verticali.

A questo scopo, nel caso frequente di pile scatolari, non appare del tutto sufficiente la richiesta delle attuali Norme Italiane sul c.a. che prescrivono genericamente sei collegamenti a m^2 senza ulteriori precisazioni. Più efficaci appaiono i collegamenti con staffe chiuse (figura 11.25) disposte in modo tale che il maggior numero possibile di ferri longitudinali sia "tenuto" da un angolo di staffa. Le norme AASHTO [14] prescrivono che eventuali ferri "liberi" distino non più di 60 cm dal più vicino ferro longitudinale confinato. Ciò nei casi ordinari. Per pile in zona sismica appare prudente dimezzare questa distanza.

È inoltre importante che le staffe siano ancorate all'interno della massa del calcestruzzo (figura 11.26).

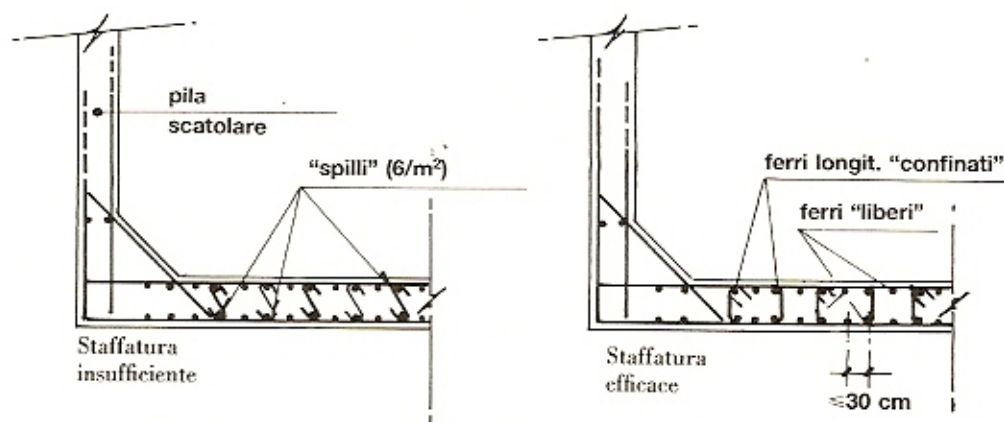


Fig. 11.25

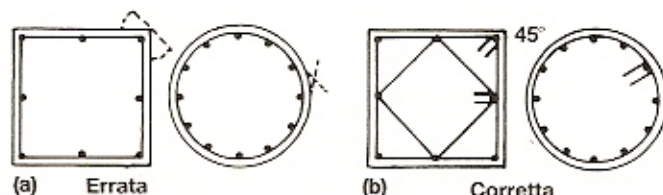


Fig. 11.26 Disposizione delle staffe: a) errata: la rottura del copriferro annulla l'efficacia delle staffe; b) corretta: la rottura del copriferro non pregiudica il funzionamento delle staffe.

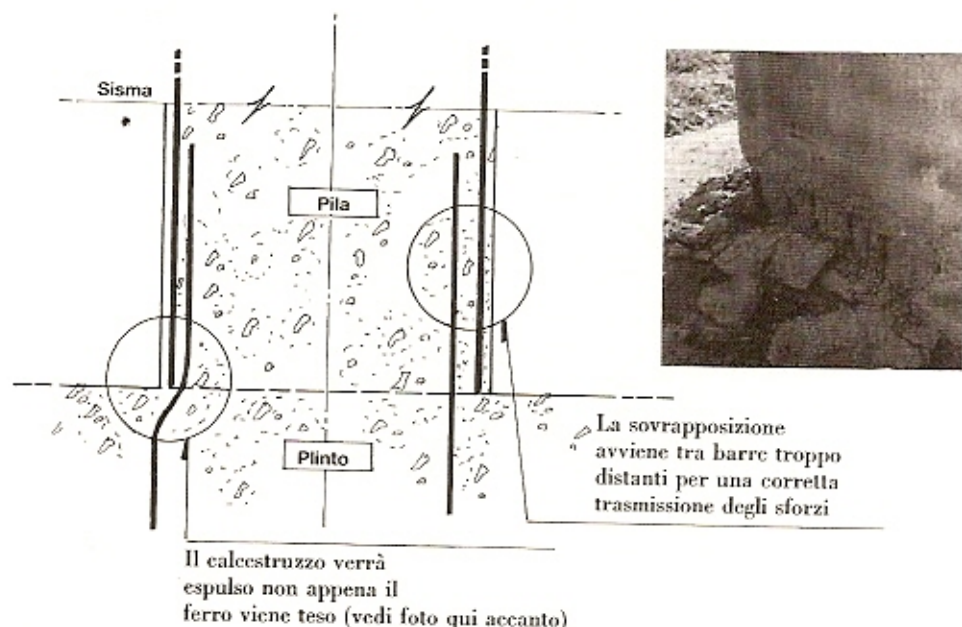


Fig. 11.27

5.b) Disallineamento dei ferri allo spiccato
A volte accade che il tracciamento esatto della pila, effettuato dopo la costruzione dei plinti, porti ad un disallineamento dei ferri allo spiccato che può essere tollerato se la sezione è sempre compressa. Ciò può causare gravi danni in fase di sisma [15] (figura 11.27).

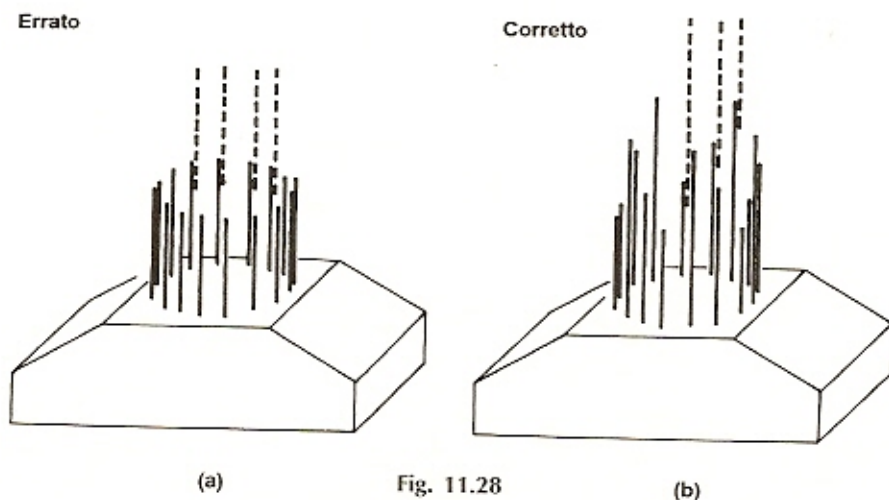


Fig. 11.28



Fig. 11.29 Rottura alla sommità di una pila per ripresa di getto difettosa.

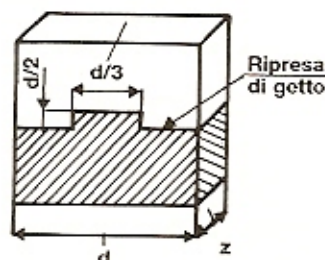


Fig. 11.30 Esempio di getto con "chiave di taglio".

5.c) Concentrazione delle sovrapposizioni dei ferri in una stessa sezione

Questo errore, spesso tollerato nella pratica corrente, favorisce la nascita di piani preferenziali di rottura, e quindi non è accettabile per ponti in zona sismica (figura 11.28).

5.d) Armatura insufficiente nelle pareti compresse

Prove sperimentali hanno mostrato che nelle pareti sottili, quali sono quelle delle pile scatolari, la resistenza del calcestruzzo è ridotta dalla presenza delle armature. Per questo motivo le B S 5400 [16] richiedono un'armatura minima dello 0,4% dell'area di calcestruzzo (anziché 0,3% come richiesto dalle attuali Norme Italiane).

5.e) Riprese di getto difettose

Si manifestano principalmente allo spiccato ed alla sommità delle pile, dove si hanno spesso soste prolungate nelle fasi di costruzione e cambi di classe del calcestruzzo (figura 11.29) [17].

Oltre a scarificare le superfici del primo getto, pulirle perfettamente ed impiegare eventualmente malte o resine di attacco, sarebbe auspicabile l'impiego sistematico di "chiavi di taglio" (figura 11.30).

BIBLIOGRAFIA

- [1] CIDECT, "Concrete filled hollow section steel columns", London, 1971.
- [2] D.M. 14 Febbraio 1992: "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [3] D.M. 24 Gennaio 1986: "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche".
- [4] CLOUGH R.W., PENZIEN J.: "Dynamics of Structures" Mc Graw-Hill 1975.
- [5] GAVARINI C. (Coordinatore): "Ingegneria antisismica" E.S.A. 1978.
- [6] PETRANGELI M.P., "Calcolo approssimato delle pile dei ponti a travata in zona sismica", Giornale del Genio Civile 10-11-12/1979.
- [7] PETRANGELI M.P., "Calcolo dinamico approssimato delle pile da ponte a sezione variabile", Memoria presentata al 2° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Rapallo, Giugno 1984.
- [8] CIAMPI V., "Elementi di Dinamica delle Strutture - Sistemi ad un Grado di Libertà", Cap. 2 "Ingegneria Antisismica", ESA, Roma, 1980.
- [9] ROSENBLUETH E., NEWMARK N., "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice-Hall 1971.
- [10] "Specification for the Earthquake Resistent Design of Highway Bridges", Japan Road Association, 1990.
- [11] Circ. LL.PP. 34233 25/2/91 "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- [12] GIUFFRÈ A., "Studi in vista di una normativa sismica per i ponti" Pub. n. 51 dell'Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Facoltà Architettura - Roma.
- [13] CASTELLANI A.: "Duttilità di strutture in calcestruzzo armato" CLUP - Milano 1977.
- [14] AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges".
- [15] BRAGA F., PETRANGELI M.P.: "Il terremoto del Friuli: Considerazioni sul comportamento di ponti, viadotti ed altre opere stradali" - L'Industria Italiana del Cemento, Luglio-Agosto 1976.
- [16] BRITISH STANDARD BS 5400: "Steel-Concrete and composite Bridges" Edizione 1988.
- [17] PARDUCCI A., PETRANGELI M.P.: "Alcune osservazioni sul comportamento delle strutture in c.a. durante il terremoto della Valle del Belice" - L'Industria Italiana del Cemento, Marzo 1969.

12.1 - PREMESSA

In questo paragrafo si trattano solo alcuni aspetti caratteristici delle fondazioni dei ponti, rimandando per la trattazione generale a testi specifici quali [1] [2].

Le pile dei ponti si differenziano dalle altre opere civili correnti per il fatto di trasmettere alle fondazioni carichi molto elevati se rapportati alle dimensioni, in genere contenute, delle pile stesse.

Ciò limita la possibilità di impiego delle fondazioni dirette ai soli casi di terreni molto buoni (peraltro rari in Italia) poiché altrimenti l'elemento che deve ripartire il carico sul suolo, cioè il plinto detto anche "zattera" di fondazione, diverrebbe così grande e costoso da risultare meno economico rispetto alle fondazioni profonde. Ciò anche tenendo conto del danno arrecato all'ambiente da scavi di sbancamento molto estesi.

Queste sono alcune delle ragioni per cui in Italia quasi tutti i ponti, escluse le opere minori, sono fondati su pali o su pozzi.

Altra caratteristica dei ponti è che essi, contrariamente agli edifici od ai serbatoi per i quali si ha la possibilità di scegliere il sito ove ubicarli, sono rigidamente vincolati dalla strada che servono. Può quindi capitare di dover necessariamente disporre delle pile in fiumi, bracci di mare, terreni scadenti o addirittura in frana, e quindi impiegare fondazioni speciali o per tecniche di esecuzione o per tipologia.

12.2 - LE FONDAZIONI SU PALI

In genere nei ponti si impiegano pali di grosso diametro (80 ÷ 200 cm).

In linea di massima si può dire che il costo di un palo, al variare del suo diametro $\varnothing$, cresce meno rapidamente del carico che può portare. Si ha quindi la convenienza ad usare pali del diametro massimo compatibile con altre esigenze quali:

- la possibilità di portare sul posto macchinari di ingombro crescente con il crescere di $\varnothing$;
- la convenienza a graduare il più possibile il numero dei pali per ciascuna pila in funzione della sua altezza, cioè delle azioni trasmesse in fondazione.

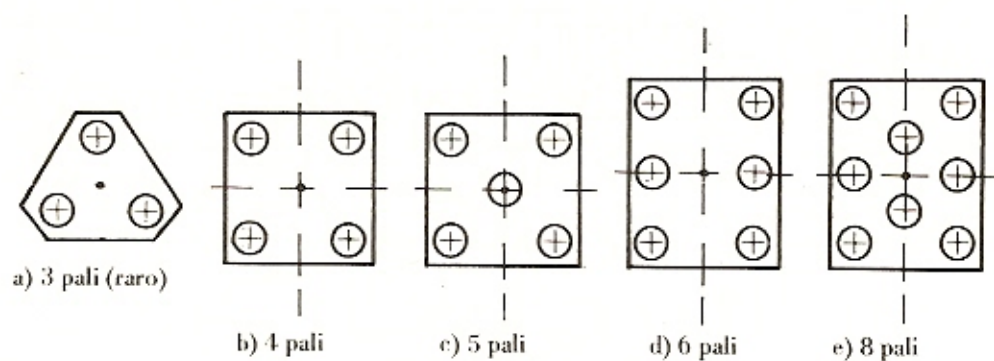


Fig. 12.1

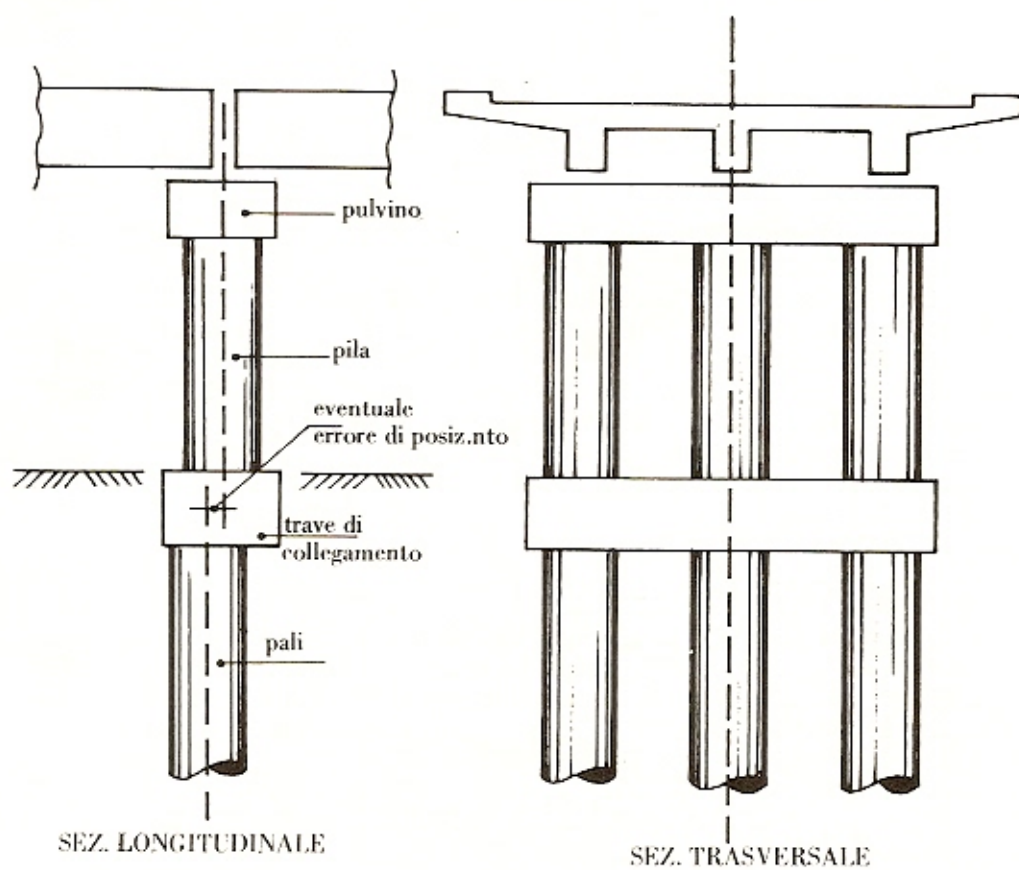


Fig. 12.2

Le disposizioni planimetriche più frequenti sono riportate in figura 12.1, con l'avvertenza che il baricentro della pila deve di norma coincidere con quello della palificata affinché i pali risultino egualmente sollecitati sotto l'azione dei carichi permanenti. Eventuali dissimmetrie di carico infatti potrebbero provocare nel tempo cedimenti differenziali a causa della viscosità del calcestruzzo e del terreno, con perdita della verticalità della pila e aumento delle sollecitazioni provocate da effetti del secondo ordine.

A volte, per pile di altezza modesta, si dispongono pali su una sola fila, trasversalmente alla strada, collegati da una trave alla quota piano campagna. I pali proseguono poi in elevazione in modo da costituire una pila a telaio (figura 12.2).

Questa soluzione riduce di molto il costo delle zattere; per contro gli inevitabili errori di posizionamento dei pali possono portare a delle eccentricità longitudinali della pila con conseguenti momenti flettenti permanenti nei pali stessi. Una tale disposizione poi è da sconsigliare qualora il ponte ricada in zona sismica.

Le ipotesi che normalmente si accettano nel calcolo delle fondazioni su pali sono le seguenti:

- a) la zattera è infinitamente rigida;
- b) i pali sono tutti egualmente deformabili.

La prima di queste ipotesi va tenuta presente nel dimensionamento della zattera, la quale quindi non dovrà soddisfare le sole verifiche di resistenza, ma dovrà risultare poco deformabile in relazione agli abbassamenti previsti per i pali. Questa esigenza si traduce nell'avere sollecitazioni ridotte nel calcestruzzo del plinto che pertanto può essere in genere di classe inferiore rispetto al calcestruzzo dell'elevazione.

Le verifiche da eseguirsi per i pali sono di due tipi:

- 1) calcolo del carico verticale massimo agente sul singolo palo da confrontarsi con il carico ultimo che questo può sopportare in relazione al comportamento del terreno;

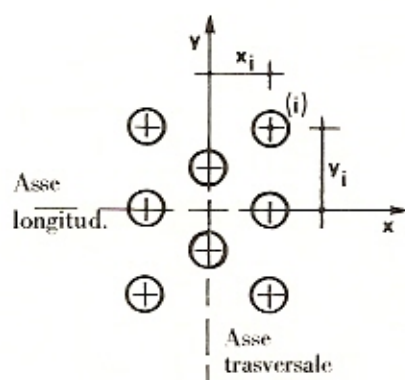


Fig. 12.3

2) controllo delle sollecitazioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio dei pali provocate dalle azioni di pressoflessione causate dalle forze orizzontali agenti in concomitanza con il carico verticale.

Il calcolo di cui al punto 1) va effettuato per ciascuna delle combinazioni di carico già analizzate per la verifica delle pile, dopo aver riportato tutte le azioni al baricentro della palificata. Così per esempio il momento M_1 allo spiccato della pila dovrà essere incrementato dal prodotto $H_1 \cdot h_z$ se con h_z si indica l'altezza della zattera, e così via.

Grazie all'ipotesi di zattera rigida ed ammettendo che la reazione di ciascun palo sia puntuale, il carico su ciascuno di essi vale⁽¹⁾ (n è il numero dei pali) (figura 12.3):

$$P_i = \frac{N}{n} + \frac{M_1}{\sum x_i^2} \cdot x_i + \frac{M_1}{\sum y_i^2} \cdot y_i \quad (12.1)$$

Nella (12.1) N è il carico verticale complessivo che agisce sui pali e quindi comprende anche il peso proprio della zattera, in genere incognito a priori. Come primo tentativo questo valore può essere assunto pari al 20÷30 per cento dello sforzo massimo che si ha alla base della pila.

Il carico ultimo con cui confrontare il P_{max} trovato dipende dalla natura del suolo: come è noto in alcuni casi sarà quello che provoca la rottura del terreno alla base del palo mentre in altri casi il valore limite sarà fissato dalle deformazioni massime accettabili. [3]

Queste sono a loro volta dipendenti dal tipo di struttura e saranno generalmente tanto minori quanto maggiore è l'iperstaticità del ponte.

Poiché, come già detto, le fondazioni dei ponti sono molto compatte, è necessario tenere conto della riduzione della portanza dovuta all'effetto gruppo⁽²⁾.

Per ciò che riguarda il punto 2), cioè il calcolo delle sollecitazioni di flessione, questo viene condotto sempre nell'ipotesi di zattera infinitamente rigida per cui ciascun palo risulta sottoposto ad una forza orizzontale pari a

$$H = \frac{H_{tot}}{n} = \frac{1}{n} (H_1^2 + H_2^2)^{1/2} \quad (12.4)$$

(¹) Nell'ipotesi comune di pali tutti eguali. Qualora si impiegassero pali di diametro diverso la (12.1) diverrebbe:

$$P_i = \frac{N}{\sum \Phi_i^2} \cdot \Phi_i^2 + \frac{M_1}{\sum \Phi_i^2 x_i^2} \cdot \Phi_i^2 x_i + \frac{M_1}{\sum \Phi_i^2 y_i^2} \cdot \Phi_i^2 y_i \quad (12.2)$$

(²) Una formula molto semplice per questo scopo può essere quella di Converse-Labarre che fornisce la seguente espressione per il coefficiente riduttivo

$$r = 1 - \frac{C}{90} \left[\frac{(n_y - 1) \cdot n_x + (n_x - 1) \cdot n_y}{n} \right] \quad (12.3)$$

ove n_x ed n_y sono il numero delle file nelle due direzioni

$$C = \arctg \frac{\varnothing}{i} \quad (\text{gradi})$$

se $\varnothing$ è il diametro dei pali ed i il loro interasse.

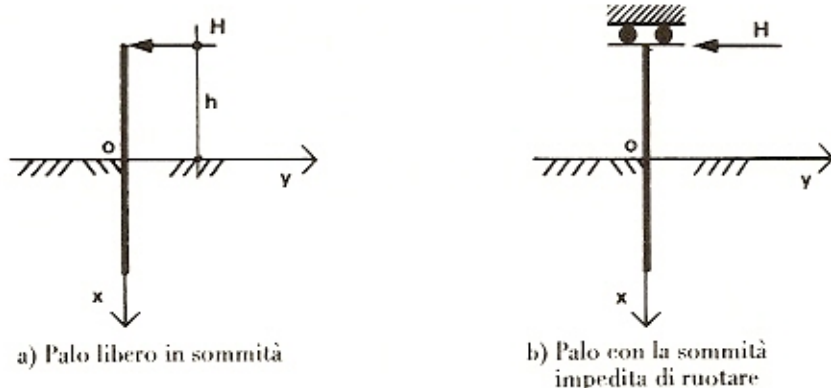


Fig. 12.4

Gli stati di sollecitazione e di deformazione del palo sottoposto alla forza orizzontale H sono facilmente determinabili se si accetta, in prima approssimazione, l'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. In questo caso l'equazione della linea elastica del palo, con i simboli di figura 12.4, vale, al di sopra e al di sotto della superficie del terreno:

$$\begin{aligned} E J d^4 Y / dx^4 &= 0 & (-h \leq x < 0) \\ E J d^4 Y / dx^4 + E_s Y &= 0 & (x \geq 0) \end{aligned} \quad (12.5)$$

dove

EJ = rigidezza flessionale del palo
 y = spostamento del palo alla profondità x
 E_s = modulo di elasticità del suolo

Il modulo di elasticità del suolo è di difficile valutazione in quanto dipende sia dalla natura del terreno che dalla larghezza della zona interessata dal palo nel suo spostamento. Detta B questa larghezza, che in mancanza di dati sperimentali più specifici può assumersi eguale a 1,5 volte il diametro $\varnothing$ del palo, si può porre

$$E_s = KB \quad (12.6)$$

nella quale K è il "coefficiente di sottofondo" del terreno che ha le dimensioni di una forza su una lunghezza al cubo (è la pressione che provoca lo spostamento unitario).

Il coefficiente K può variare tra 1000 KN/m^3 , per terreni molto deformabili, fino a 100000 ÷ 200000 KN/m^3 nel caso di terreni molto compatti.

Valori appropriati di K possono desumersi dai risultati delle prove penetrometriche (SPT), generalmente disponibili, attraverso le numerose curve di correlazione riportate nei testi specializzati.

Qualora si ammetta in prima approssimazione K , e quindi E_s , costante con la profondità, la soluzione della (12.5) è immediata e si vede che la deformata

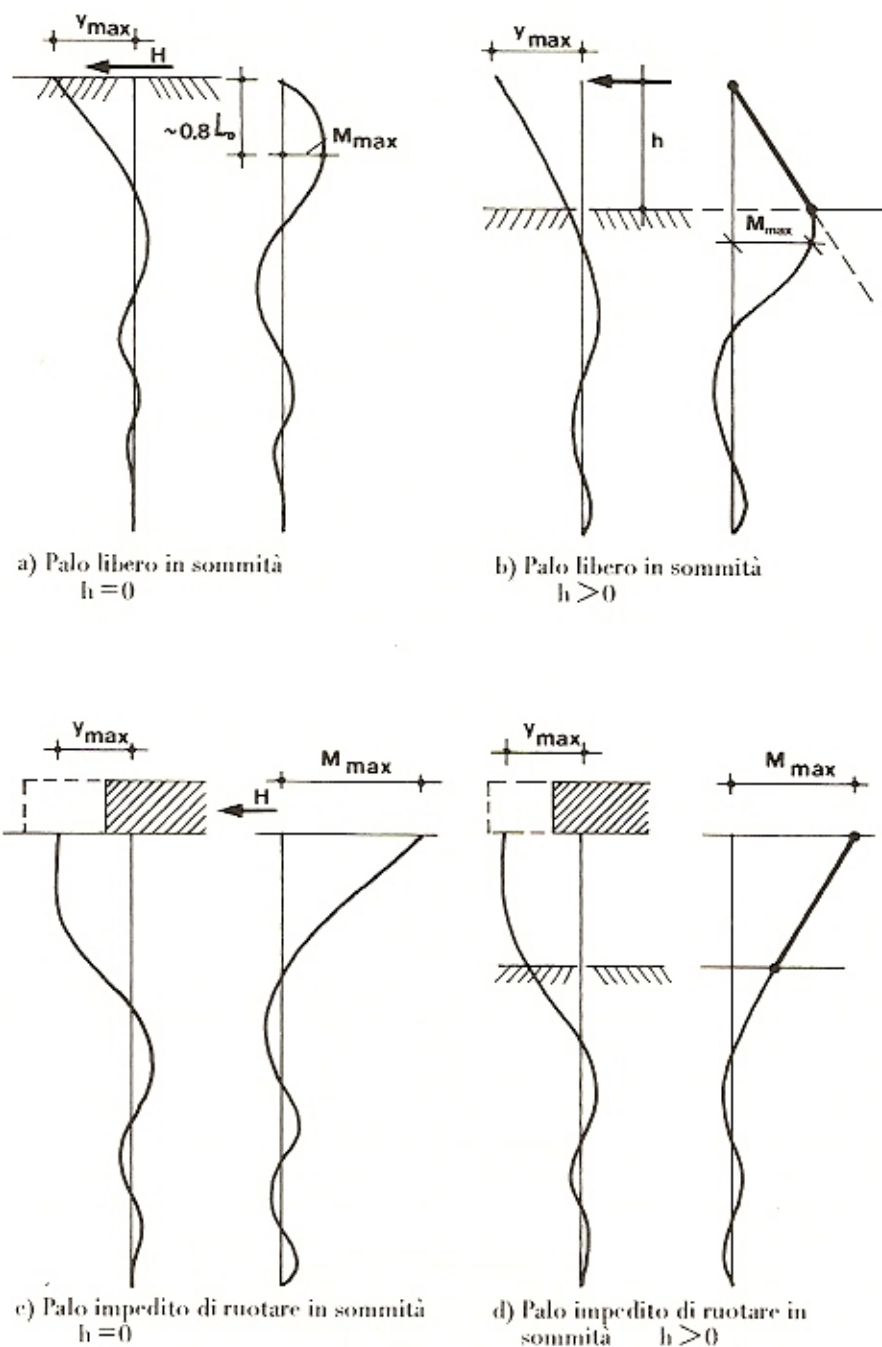


Fig. 12.5

del palo nella parte immersa nel terreno è una sinusoide smorzata caratterizzata dal parametro:

$$L_0 = (4EJ/E_s)^{1/4} \quad (12.7)$$

L_0 è detta "lunghezza elastica del palo" ed in genere è compresa tra $2 \div 3 \varnothing$, per terreni compatti, e $6 \div 8 \varnothing$, per terreni molto comprimibili.

Nella quasi totalità dei casi la lunghezza del palo è molto maggiore di L_0 , per cui è come se fosse infinita, e le sollecitazioni nel palo dipendono solo dal tipo di vincolo che questi ha in sommità.

Nella figura 12.5 sono riportati alcuni casi tipici per i quali sono indicati sia le deformate che l'andamento dei momenti flettenti lungo l'asse del palo.

I valori degli spostamenti e dei momenti massimi per i quattro casi di figura valgono:

$$\begin{aligned} \text{a) } y_{\max} &= \frac{H \cdot L_0^3}{2EJ} & M_{\max} &= 0,322 HL_0 \\ \text{b) } y_{\max} &= \frac{H \cdot h^3}{3EJ} \cdot \Psi_1\left(\frac{h}{L_0}\right) & M_{\max} &= H \cdot h \cdot \Theta_1\left(\frac{x_0}{L_0}\right) + HL_0 \Theta_2\left(\frac{x_0}{L_0}\right) \\ \text{c) } y_{\max} &= \frac{H \cdot L_0^3}{4EJ} & M_{\max} &= \frac{H \cdot L_0}{2} \\ \text{d) } y_{\max} &= \frac{H \cdot h^3}{12EJ} \cdot \Psi_2\left(\frac{h}{L_0}\right) & M_{\max} &= \frac{H(h + L_0)}{2} \end{aligned} \quad (12.8)$$

con

$$\Psi_1\left(\frac{h}{L_0}\right) = \frac{\left(1 + \frac{h}{L_0}\right)^3 + \frac{1}{2}}{\left(\frac{h}{L_0}\right)^3} \quad (12.9)$$

$$\Psi_2\left(\frac{h}{L_0}\right) = \frac{\left(1 + \frac{h}{L_0}\right)^3 + 2}{\left(\frac{h}{L_0}\right)^3}$$

$$\Theta_1\left(\frac{x_0}{L_0}\right) = e^{-\frac{x_0}{L_0}} \cos \frac{x_0}{L_0} \quad \Theta_2\left(\frac{x_0}{L_0}\right) = e^{-\frac{x_0}{L_0}} \sin \frac{x_0}{L_0} \quad (12.10)$$

$$\frac{x_0}{L_0} = 0 \text{ per } h \geq L_0$$

$$\frac{x_0}{L_0} = \operatorname{arctg} \frac{1 - \frac{h}{L_0}}{1 + \frac{h}{L_0}} \quad \text{per } h < L_0$$

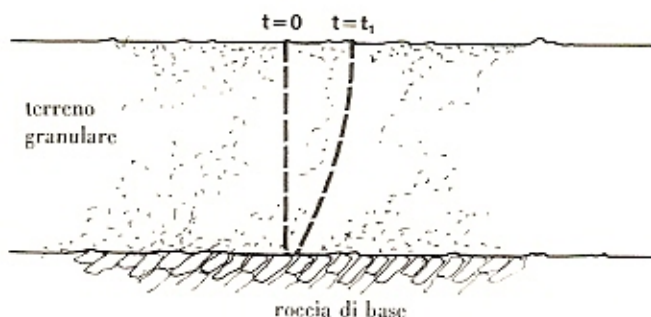


Fig. 12.6 Andamento degli spostamenti in un terreno alluvionale poggiante sulla roccia di base in un generico istante t_1 di un sisma. Questa deformata sarà assunta anche da un palo "snello" immerso nel suolo.

Nella valutazione di h , oltre al tratto di palo effettivamente libero perché, per esempio, immerso in acqua, bisogna comprendere anche gli eventuali strati superficiali di terreno vegetale o molto rimaneggiato, che praticamente non offrono alcuna resistenza alle azioni laterali e, nel caso di azioni sismiche, gli strati di terreno soggetti a liquefazione.

Una volta trovato il momento flettente massimo che agisce su ciascun palo, questo andrà verificato sia per il caso di $P_{\max}$ che di $P_{\min}$. L'armatura calcolata andrà estesa per un tratto sufficiente (in genere si consiglia $h + 2L_0$), mentre nella parte inferiore del palo potrà essere convenientemente ridotta, senza peraltro eliminarla completamente specie se si tratta di opere in zona sismica.

Infatti i pali sono elementi monodimensionali relativamente flessibili immersi in terreni che, per il fatto stesso di avere adottato fondazioni profonde, presentano caratteristiche non buone.

Questi terreni subiscono in fase di sisma un campo di spostamenti cui è soggetto, con modeste riduzioni, anche il palo (figura 12.6).

Quest'ultimo quindi subirà curvature, cioè azioni flessionali, anche nelle parti più profonde dove ormai sono pressoché nulli gli effetti delle forze orizzontali trasmesse dal plinto ai pali.

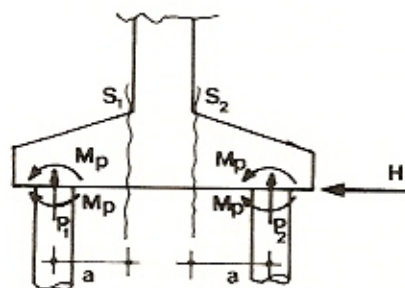


Fig. 12.7

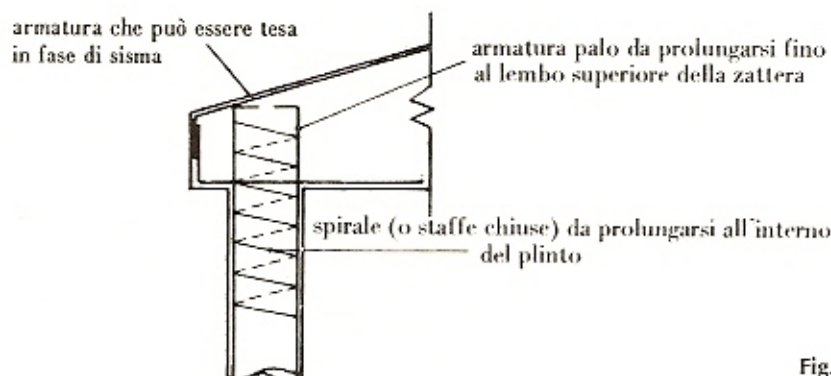


Fig. 12.8

Ne deriva la necessità di una adeguata armatura per tutta la lunghezza del palo. Questa armatura, in mancanza di normativa vigente, può essere indicata nello $0,6 \div 1,0\%$ della sezione di calcestruzzo a seconda della deformabilità dei terreni attraversati.

Vale la pena infine di ricordare che lo stesso momento che agisce in sommità del palo, cambiato di segno, agirà anche sulla zattera di fondazione, sommandosi o sottraendosi a quello provocato dalla reazione verticale del palo stesso⁽¹⁾. Così per esempio nella sezione S_2 del plinto di figura 12.7 il momento varrà:

$$M(S_2) = P_2 \cdot a + M_p$$

La presenza del momento M_p , rilevante in caso di sisma, consiglia una cura particolare del nodo palo-zattera, con ancoraggio delle armature del palo da prolungarsi fino ai ferri superiori della zattera e confinamento del calcestruzzo mediante la prosecuzione delle staffe o della spirale all'interno del plinto stesso, come indicato nella figura 12.8.

12.3 - LE FONDAZIONI SPECIALI

Si dà qui un brevissimo cenno ad alcuni tipi di fondazioni speciali attualmente più in uso nel campo dei ponti, fornendo i criteri generali di scelta nonché alcuni dettagli tecnologici e rimandando invece ai testi specializzati per dati più precisi di calcolo.

12.3.1 - Fondazioni a pozzo pieno

In alcuni casi si è costretti ad ubicare le pile o le spalle di un viadotto su pendici acclivi ricoperte da coltri di materiale detritico o di terreni plastici in equilibrio instabile. Il rischio di mobilità della coltre superficiale aumenta poi se, come accade spesso, si tratta di zona sismica.

⁽¹⁾ I momenti in sommità dei pali in realtà provocano anche delle variazioni di sforzo assiale che andrebbero sommate ai valori espressi dalla (12.1).

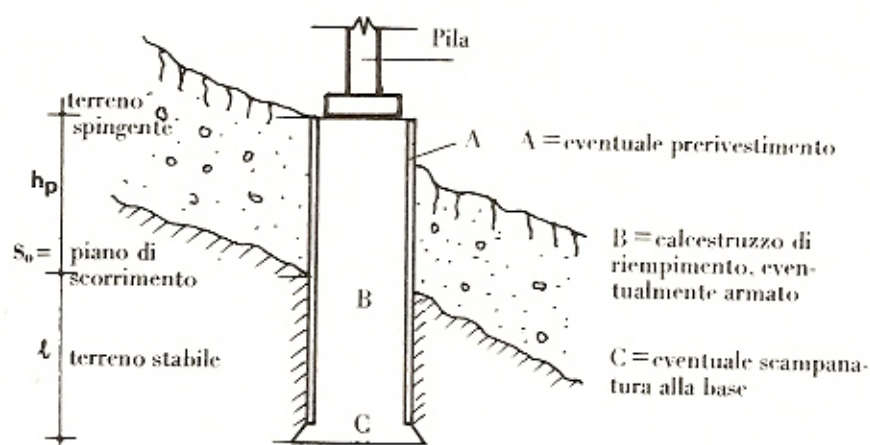


Fig. 12.9

In questi casi si rende necessario attraversare lo strato di terreno potenzialmente instabile e raggiungere la formazione di base con una struttura di fondazione la quale, oltre alle azioni trasmesse dalla pila, dovrà essere in grado di resistere anche a quelle originate dall'eventuale movimento franoso (figura 12.9).

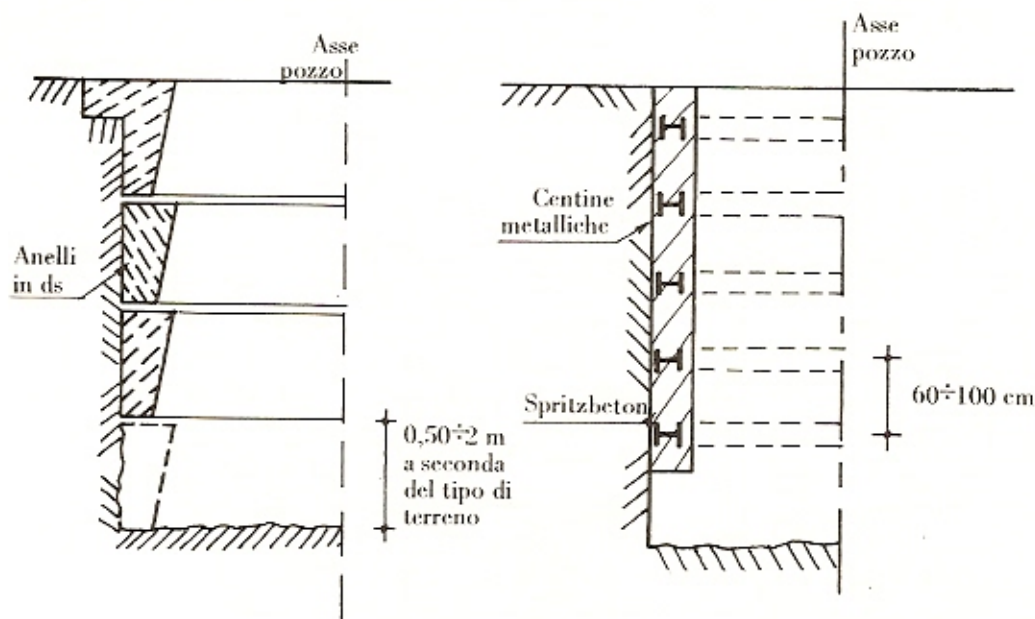


Fig. 12.10

Queste azioni sono di difficile valutazione ma già per piani di scorrimento posti a 5 ÷ 6 m al di sotto del piano di campagna assumono valori tali da doversi escludere l'impiego di pali, pur se di grosso diametro.

Si ricorre allora alla costruzione di pozzi, cioè di elementi dotati di una elevatissima rigidezza flessionale che, incastrandosi nel terreno stabile, si comportano come delle grosse mensole in grado di sopportare le azioni orizzontali trasmesse dal terreno mobilitatosi.

La sezione del pozzo è in genere circolare con diametri che vanno da 5 a 14 ÷ 15 m ma esistono anche esempi di sezioni ellittiche o rettangolari per avere una maggiore rigidezza nella direzione della spinta. Il diametro minimo di 5 m circa è imposto dall'ingombro della macchina che viene calata nel pozzo per eseguire lo scavo; diametri minori si possono proporre se si esegue lo scavo a mano che peraltro è molto costoso.

La costruzione del pozzo, in genere, richiede l'esecuzione di un prerivestimento con anelli di calcestruzzo o con centine metalliche e calcestruzzo eseguito a spruzzo (Spritzbeton) (figura 12.10).

Qualora si accetti l'ipotesi di pressioni orizzontali uniformi il prerivestimento di un pozzo circolare sarebbe soggetto a soli sforzi di compressione.

Appare comunque prudente ipotizzare una certa dissimmetria delle pressioni, tanto più accentuata quanto maggiore è la disomogeneità del terreno.

Stante le incertezze proprie di una simile valutazione, può accettarsi in genere un andamento lineare con θ di queste sovrappressioni e quindi risulta immediato il calcolo delle azioni flessionali nel prerivestimento (figura 12.11).

Il calcolo di un pozzo presenta molte incertezze, specie per quello che riguarda la definizione delle azioni provocate dalla frana.

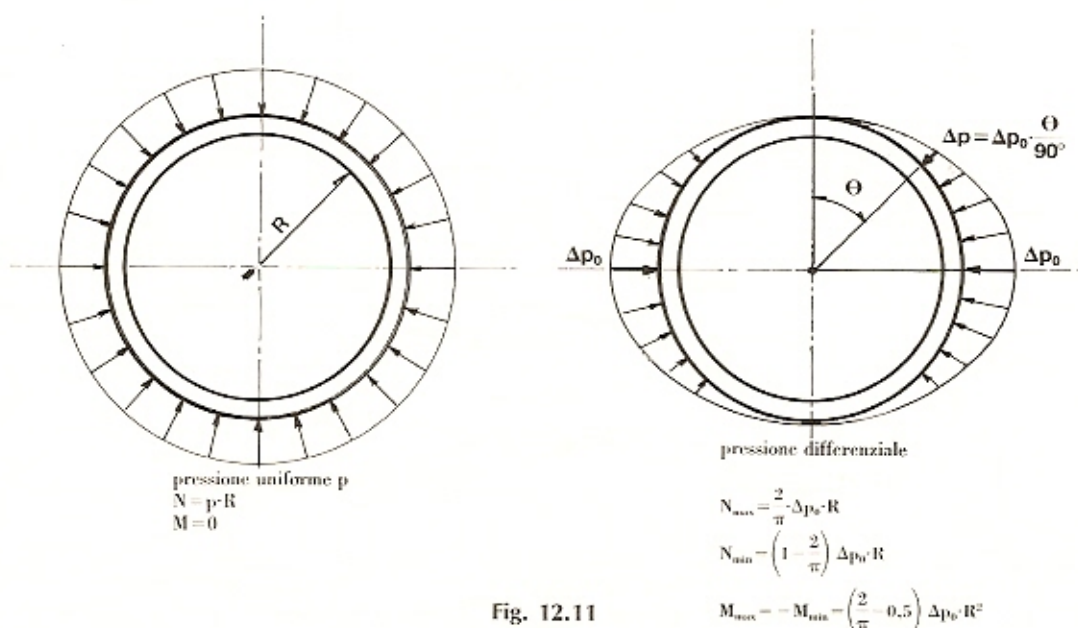


Fig. 12.11

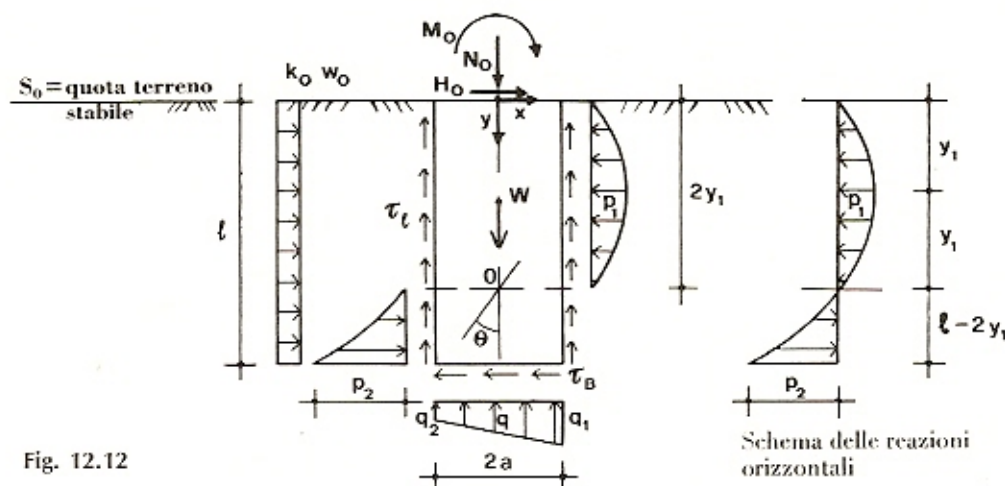


Fig. 12.12

Supponendo nota questa spinta⁽¹⁾, che quindi può essere considerata come una forza esterna da sommarsi alle azioni trasmesse dalla pila, risultano incognite le reazioni sul pozzo del terreno stabile, del tipo di quelle riportate in figura 12.12.

Con N_0 , M_0 , H_0 si sono indicate le risultanti di tutte le azioni trasmesse dalla pila (comprese le eventuali forze sismiche) e dal terreno spingente. Con $k_0 \cdot w_0$ si intendono invece le azioni orizzontali dovute al peso proprio del cassone qualora si abbiano azioni sismiche. Il peso del cassone nel tratto considerato vale infine $W = w_0 \cdot l$.

La determinazione delle incognite p , q e τ è estremamente complessa e può essere effettuata solo accettando ipotesi molto semplificate. Una rassegna dei vari metodi di calcolo è riportata, ad esempio, in [4].

Nel caso di terreni privi di coesione, un possibile metodo di calcolo è quello di Ikehara [5] che si fonda sulle seguenti ipotesi:

- 1) il cassone è infinitamente rigido;
- 2) non si ha attrito tra le pareti del cassone ed il terreno circostante per cui è $\tau_1 = \tau_B = 0$;
- 3) la pressione orizzontale del terreno, p , cresce proporzionalmente sia alla profondità y che all'entità dello spostamento, cioè il cassone è vincolato lateralmente da molle la cui rigidità cresce con la profondità y ; ciò vuol dire anche ipotizzare per la p un andamento parabolico;
- 4) la pressione q sulla base è proporzionale all'abbassamento del punto che si considera (suolo elastico).

⁽¹⁾ Alcuni Autori consigliano prudenzialmente di considerare la spinta passiva per l'altezza h_p della frana, e ciò in quanto si ha un movimento relativo del pozzo verso il terreno.

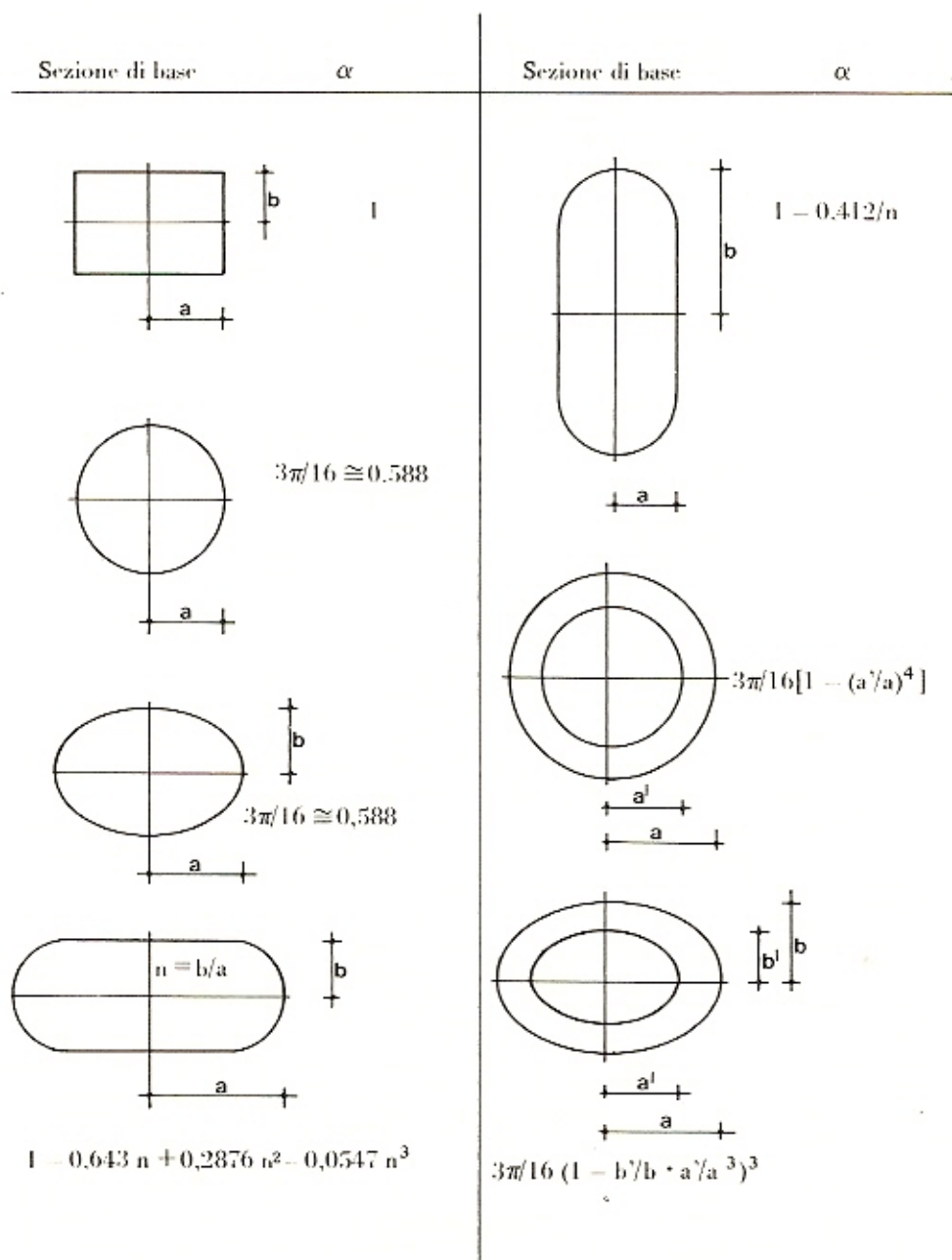


Fig. 12.13

Con queste ipotesi, detto ϑ l'angolo di cui ruota il cassone intorno al punto O incognito a priori, si ha

$$\begin{aligned} p &= K_1 \cdot y \cdot (2y_1 - y) \cdot \vartheta \\ q &= K_2 \cdot l \cdot \vartheta \cdot x + \frac{N_0 + w}{A} \end{aligned} \quad (12.11)$$

dove

A = area della base del cassone;

K_1, K_2 = coefficienti di sottofondo del terreno laterale (per azioni orizzontali) e di base (per azioni verticali) valutati alla profondità unitaria.

L'ipotesi 1) permette, con semplici considerazioni di statica, di calcolare le incognite ϑ ed y_1 e quindi calcolare le massime pressioni che risultano⁽¹⁾:

$$\begin{aligned} p_1 &= \frac{3 F_1^2}{4bl^3 \cdot F_2 \cdot F_3} & p_2 &= \frac{p_1 \cdot l(2y_1 - l)}{y_1^2} \\ q_{1,2} &= \frac{N_0 + W}{A} + \frac{3\alpha K \cdot F_3}{b \cdot F_2} \end{aligned} \quad (12.12)$$

dove:

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{F_1}{2l \cdot F_3} \\ K &= \frac{K_2}{K_1} \end{aligned}$$

con

$$F_1 = k_0 w_0 l^4 + 3H_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K a^3 (k_0 w_0 l + H_0)$$

$$F_2 = l^3 + 24\alpha K a^3$$

$$F_3 = k_0 w_0 l^4 + 4H_0 l + 6M_0$$

b = semilarghezza del cassone (figura 12.13)

α = coefficiente adimensionale che dipende dalla forma della sezione di base, il cui valore per i casi più frequenti è riportato in figura 12.13.

Come si vede nelle 12.12 compare il rapporto dei coefficienti di sottofondo e quindi è sufficiente avere solo dati comparativi tra il terreno alla base del pozzo e quello laterale.

Se il terreno è sufficientemente omogeneo si può assumere $K = 1,4 \div 1,6$.

Le verifiche consistono, oltre naturalmente al controllo delle sollecitazioni delle varie sezioni del pozzo soggette a pressoflessione⁽²⁾, nell'accertarsi che la p_1 e la p_2 calcolate siano sufficientemente lontane dalla sollecitazione ultima

⁽¹⁾ I valori riportati sono validi purché la sezione di base risulti tutta compressa, cioè $q_2 < 0$. In caso contrario si hanno formule simili, anche se formalmente più complicate, per le quali si rimanda a [5].

⁽²⁾ Normalmente i pozzi pieni non sono armati. Si hanno peraltro casi in cui, a causa delle forti azioni orizzontali, il calcestruzzo di riempimento è stato armato.

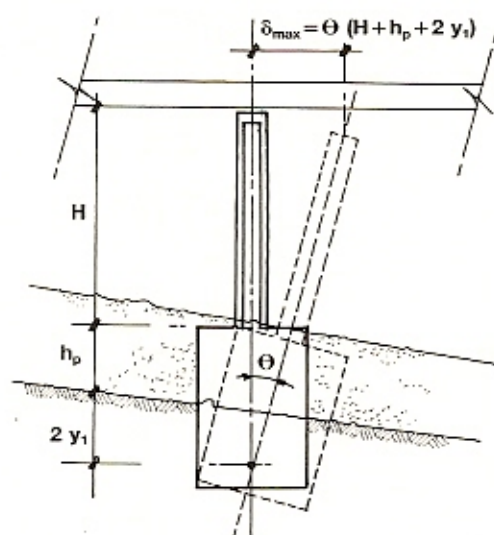


Fig. 12.14

che il terreno può fornire in condizioni di spinta passiva, cioè

$$\begin{aligned} p_1 &\leq \frac{1}{\eta} \gamma \cdot \lambda_p \cdot y_1 \\ p_2 &\leq \frac{1}{\eta} \gamma \cdot \lambda_p \cdot l \end{aligned} \quad (12.13)$$

essendo η il coefficiente di sicurezza richiesto, γ il peso di volume del terreno e λ_p il suo coefficiente di spinta passiva.

Analogamente andrà verificato che la q_1 sia inferiore o tutt'al più uguale alla pressione ammissibile sul terreno a quella data profondità.

Un ulteriore controllo riguarderà, nel caso di pile molto alte, la compatibilità degli spostamenti in sommità delle pile con il tipo di impalcato adottato e con l'esercizio della strada (o della ferrovia) (figura 12.14).

12.3.2 - Fondazioni a pozzo cavo

A volte la coltre superficiale da attraversare è costituita da roccia molto frantumata o da altri terreni che, pur non avendo buone capacità portanti, non presentano rischi di movimenti franosi, ma sono difficilmente attraversabili con le attrezzature per eseguire i pali.

Una soluzione possibile in queste situazioni è quella di realizzare dei pozzi facendo spiccare la pila dal fondo (figura 12.15).

In questo caso non si hanno azioni orizzontali sul pozzo e quindi la sua profondità è determinata dal raggiungimento dello strato di terreno che abbia le capacità portanti richieste.

A volte inoltre si riesce ad eseguire tutto lo scavo senza la necessità del rivestimento che quindi può essere gettato in un secondo momento partendo dal basso ed in modo continuo, eventualmente impiegando casseforme scorrevoli.

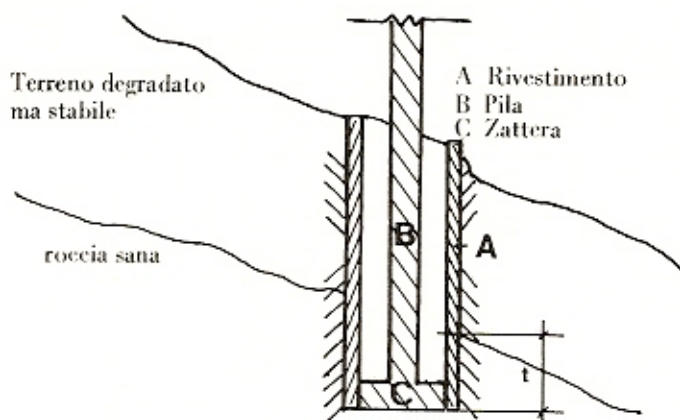


Fig. 12.15

12.3.3. - Fondazioni su micropali

Si indicano comunemente con questo nome pali con diametro compreso tra 10 e 30 cm, in genere armati con tubi o profilati metallici, eseguiti con macchine a rotazione capaci di perforare facilmente e senza urti anche rocce compatte o murature esistenti.

Per questo motivo, e tenuto conto che queste macchine sono molto leggere e poco ingombranti, l'impiego dei micropali si è andato diffondendo in tutti quei casi in cui non si possono impiegare i pali di grosso diametro.

Per le stesse ragioni i micropali trovano anche impiego nelle opere di consolidamento delle fondazioni di pile in muratura (figura 12.16), quando è necessario attraversare e collegarsi alle strutture esistenti senza trasmettere ad esse pericolose vibrazioni.

Le fasi esecutive dei micropali, illustrate in figura 12.17 per il caso di uno dei numerosi brevetti esistenti [6], mostra come grazie alla iniezione della malta ad alta pressione si abbia anche una cementazione del terreno in vicinanza del palo.

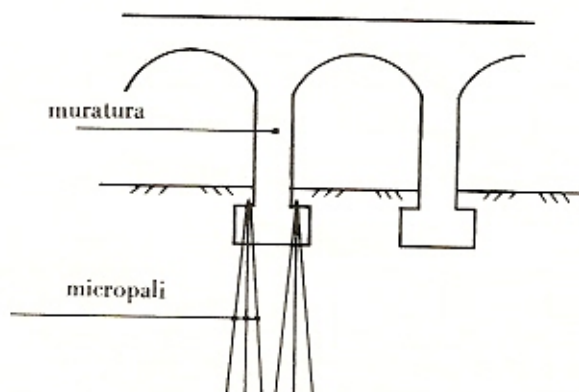


Fig. 12.16

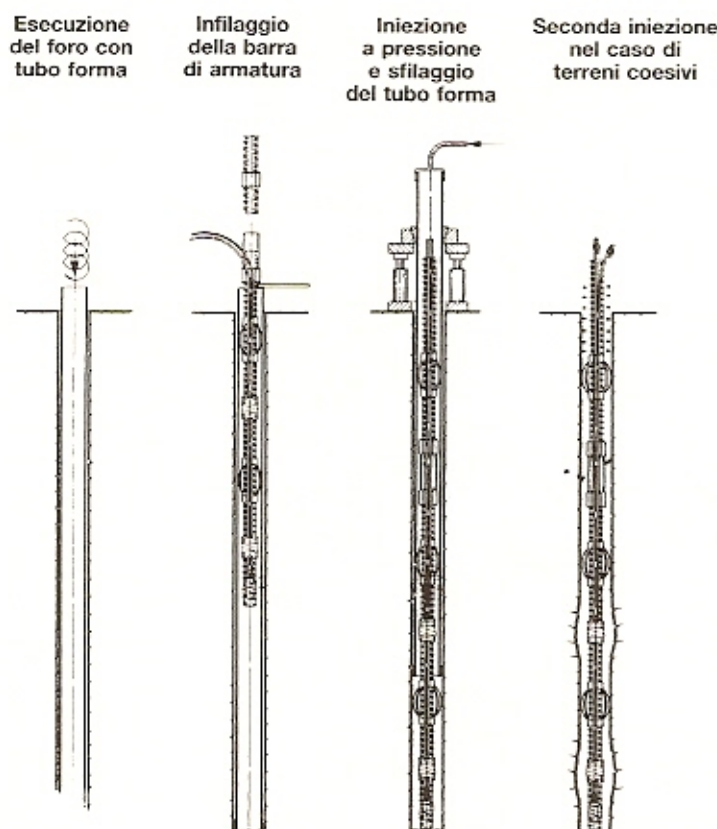


Fig. 12.17

Ciò giustifica le elevate portanze comunemente accettate per i micropali, che possono arrivare a $600 \div 800$ KN, purché sia effettivamente garantita la bontà della iniezione a pressione.

Questi pali peraltro hanno una rigidezza flessionale limitata per cui in presenza di forti azioni orizzontali vanno disposti inclinati oppure accoppiati a tiranti in grado di assorbire queste forze, il che fa aumentare ulteriormente i costi di queste fondazioni già di per sé elevati.

12.3.4 - Fondazioni con tiranti

Negli ultimi anni si è andata molto diffondendo la tecnica dell'ancoraggio al suolo, con cavi di precompressione, delle strutture di sostegno quali paratie, muri ecc. tanto da giustificare una normativa specifica [7] [8]. Era naturale quindi che questa tecnica venisse estesa anche al caso di fondazioni sottoposte a forti spinte orizzontali sia per collaborare con elementi poco resistenti a flessione, quali i micropali (figura 12.18), sia per rinforzare elementi rigidi in presenza di spinte

SEZIONE A-A

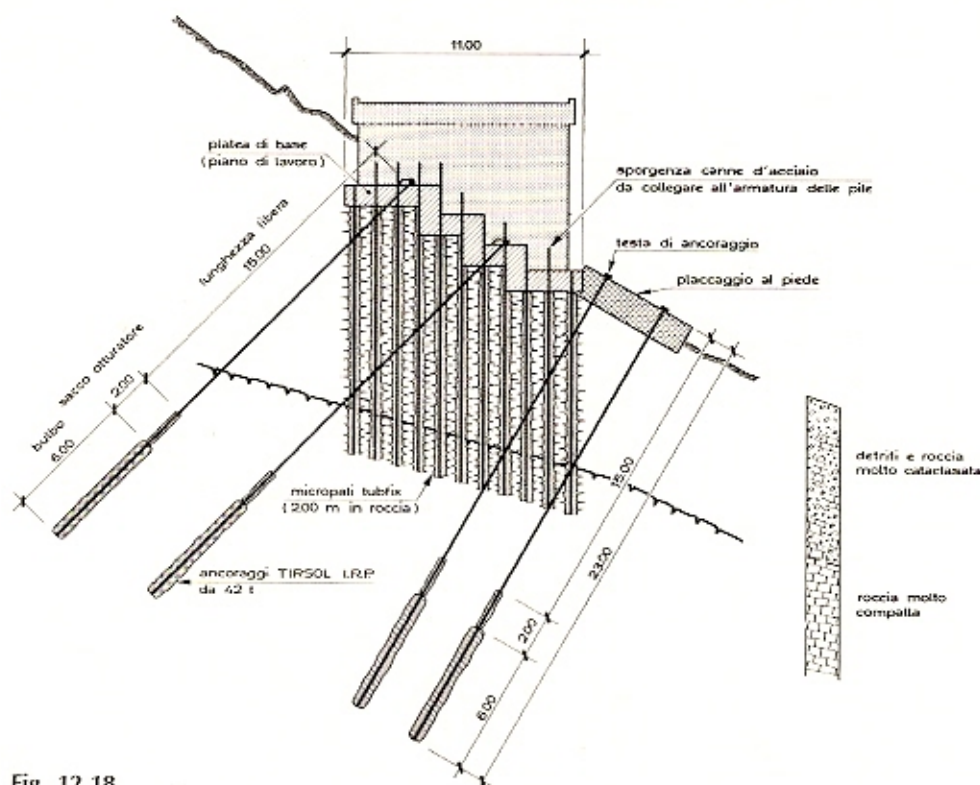


Fig. 12.18

molto forti. La figura 12.19 mostra appunto un pozzo tirantato sottoposto a spinta di frana di notevole spessore.

I cavi di ancoraggio possono eseguirsi sia in roccia che in materiale sciolto alluvionale e le fasi di esecuzione, variabili a seconda dei vari brevetti, possono riassumersi brevemente come segue:

- a) esecuzione del foro di diametro usualmente compreso tra 6 e 14 cm a seconda della grandezza del cavo;
- b) infilaggio del cavo di precompressione inguainato solo parzialmente. Nella parte terminale infatti i fili od i trefoli sono liberi e disposti in modo tale da favorire l'ancoraggio per aderenza;
- c) creazione di un "tappo" di tenuta ad una distanza del fondo del foro pari alla lunghezza del bulbo di ancoraggio;
- d) iniezione di malta a pressione nella zona del bulbo, dove cioè il cavo non è inguainato;
- e) tesatura del cavo dall'estremità libera. È consigliabile in questa fase collaudare il tirante tesandolo provvisoriamente ad un tiro T_0 di controllo superiore a quel-

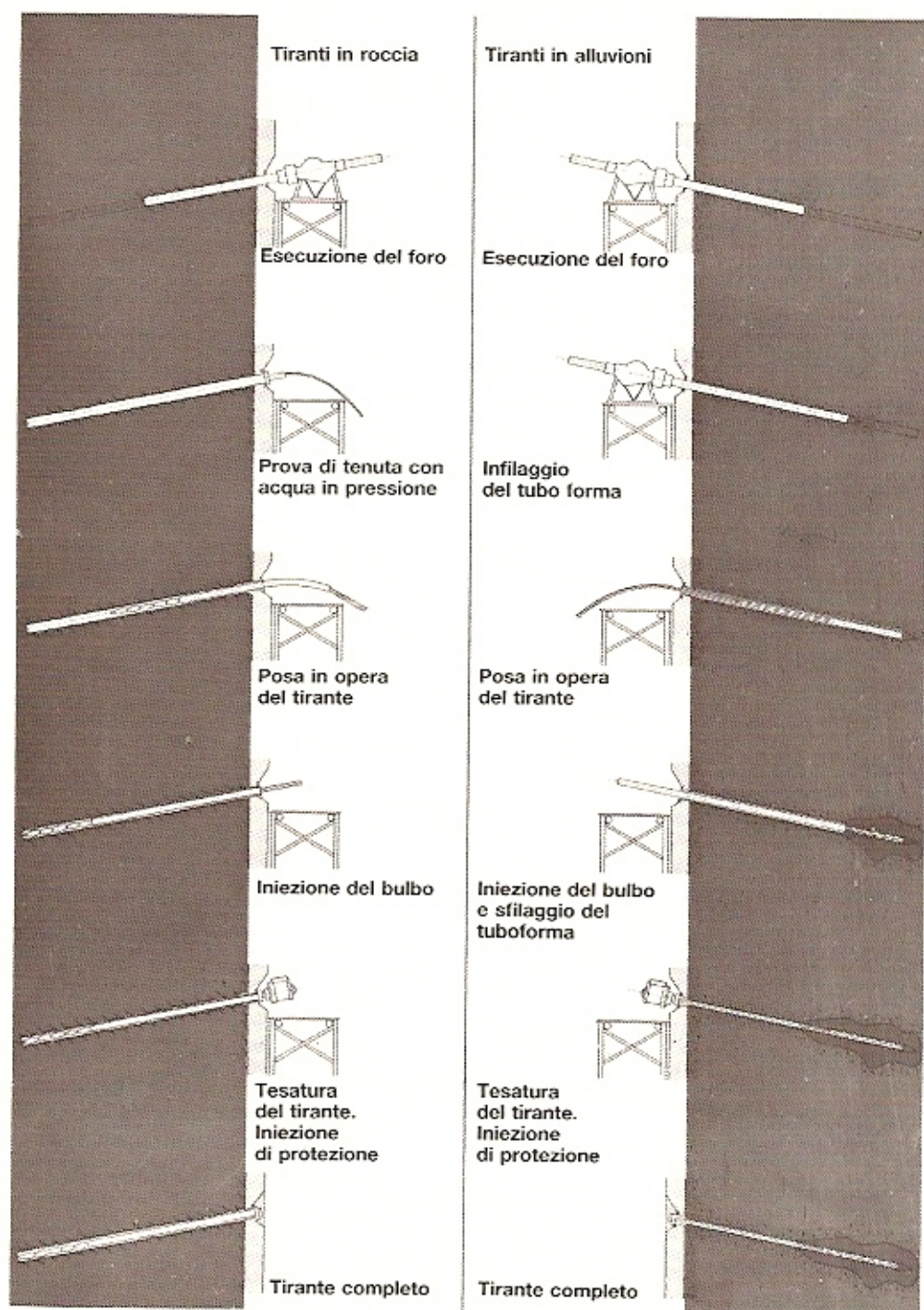


Fig. 12.20



Rappresentazione schematica del tirante di ancoraggio

Fig. 12.21 Rappresentazione schematica del tirante di ancoraggio.

lo T_p che il tirante dovrà sopportare in esercizio. Si consiglia di avere

$$\frac{T_0}{T_p} \geq 1,5$$

f) iniezioni di protezione del cavo nella parte inguainata.

La figura 12.20 tratta da [9] mostra schematicamente queste fasi per i casi di roccia e di alluvione.

Per il calcolo delle lunghezze di ancoraggio, nel caso di roccia, si possono assumere per la τ_a di aderenza a rottura valori compresi tra 10 e 40 Kg/cm² a seconda della natura e del grado di fratturazione della roccia stessa.

In questo caso detta L la lunghezza del bulbo di ancoraggio o "fondazione" (figura 12.21) e Φ il diametro del foro, il tiro che provoca lo sfilamento del cavo vale:

$$T_s = \pi \cdot \Phi \cdot \tau_a \cdot L \quad (12.14)$$

Fissando il coefficiente di sicurezza che si desidera, in genere compreso tra 1,5 e 3,0, si ricava immediatamente $T_s = 1,5 \div 3,0 T_p$ e quindi L , che risulta abitualmente compreso tra 3 e 6 m.

Per terreni coesivi si può assumere

$$\tau_a = 1/2 \sigma_u \quad (12.15)$$

essendo σ_u la tensione di rottura del terreno per compressione ad espansione laterale libera; in questi casi le lunghezze di ancoraggio sono in genere alquanto superiori a quelle viste per terreni rocciosi.

Per terreni sciolti infine si può porre

$$T_s = L \cdot N \cdot \tan \varphi \quad (12.16)$$

essendo φ l'angolo di attrito interno del terreno ed N una costante che può assumersi pari a 400 ÷ 600 KN/m. Ovviamente accanto alle verifiche relative allo sfilamento del tirante vanno effettuate quelle relative alla rottura del cavo che dipenderanno dalla qualità dell'acciaio impiegato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CALABRESI G.: *"Appunti dal Corso di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra"* - Fac. Ingegneria Università "La Sapienza" Roma.
- [2] TERZAGHI K., PECK R.B.: *"Soil mechanics in Engineering practice"* John Wiley and Sons, New York 1967.
- [3] WHITAKER T.: *"The Design of piled Foundations"* Pergamon Press 1976.
- [4] OLIVERO S.: *"Fondazioni profonde: pozzi"* Corso di aggiornamento di Ingegneria Geotecnica - Ordine degli Ingegneri della provincia dell'Aquila, 1984.
- [5] OKAMOTO S.: *"Introduction to earthquake Engineering"* University of Tokyo Press.
- [6] Dywidag System International *"GEWI-Pile"*.
- [7] FIP - Federazione Internazionale per il Precompresso: *"Recommendations for the design and construction of prestressed ground anchorages"* Commission IV 1990.
- [8] AICAP - Associazione Italiana per il Cemento Armato e Precompresso: *"Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni"*, Maggio 1991.
- [9] VSL - LOSINGER SA: *"Tirants précontraints en rocher et en alluvions"* - Berna 1971.

13

LE SPALLE DEI PONTI A TRAVATA

13.1 - PREMESSA

Le spalle dei ponti a travata costituiscono l'elemento strutturale di transizione tra il rilevato stradale ed il ponte stesso. Esse infatti da un lato forniscono l'appoggio ad una travata, e quindi assolvono alle funzioni proprie delle pile, mentre dall'altro contengono il terreno costituente il rilevato, svolgendo il compito di muri di sostegno.

Per molte delle questioni relative alle spalle quindi si rimanda ai capitoli precedenti o ad altri corsi che trattano della spinta delle terre. Qui va solo sottolineato il fatto che rispetto ai muri ordinari si hanno minori incertezze sulla valutazione dei parametri geotecnici del terreno spingente, trattandosi di materiali selezionati per formare il corpo stradale e quindi rispondenti a precisi requisiti.

Rispetto ai muri di sostegno inoltre le deformazioni che si possono accettare, sia per la spalla in sé che per il terreno retrostante, sono minori, per non recare danno al traffico che transita in esercizio su questi elementi.

13.2 - TIPOLOGIE

Gli elementi costitutivi di una spalla sono indicati in figura 13.1 e la loro denominazione corrente è legata alla funzione che ciascuno di essi svolge. Precisamente si distinguono:

- a) trave "paraghiaia" che contiene il terreno immediatamente a ridosso dell'impalcato;
- b) trave "cuscino", su cui trovano appoggio le travi costituenti l'impalcato;
- c) muro frontale e risvolti laterali (d) per il contenimento del rilevato stradale. A volte i muri di risvolto laterali proseguono con una "bandiera" (e) che permette di arretrare ulteriormente il quarto di cono formato dal rilevato e quindi di arretrare il piede della scarpata; in alternativa ai muri di risvolto possono aversi i muri d'ala (f);
- g) fondazione che, come per le pile, può essere diretta, su pali, su pozzo ecc. a seconda della natura del suolo.

Dal punto di vista tipologico una prima grossa distinzione riguarda, analogamente a quanto avviene per i muri di sostegno, le dimensioni del muro frontale. Si hanno così le spalle a *gravità* e le spalle a *pareti sottili*.

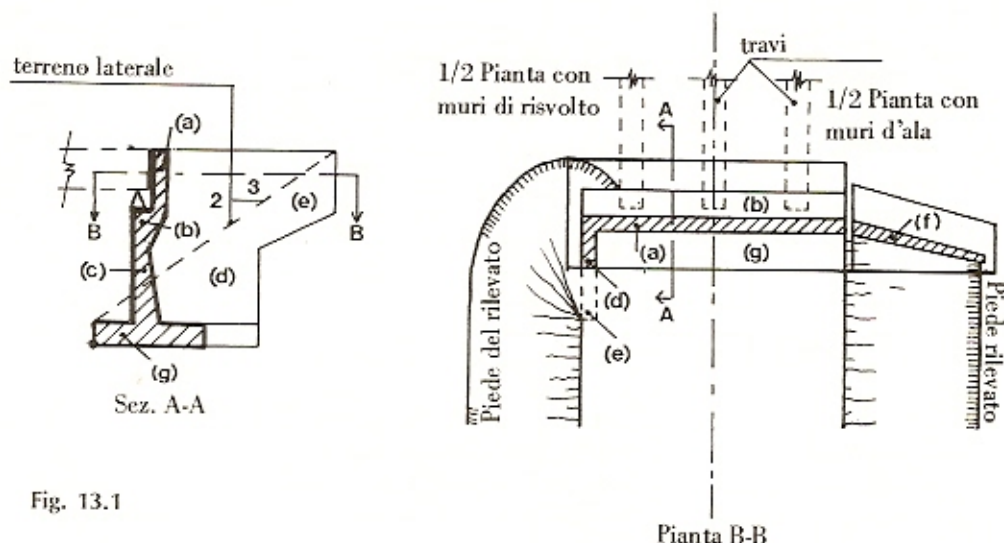


Fig. 13.1

Le prime, ormai impiegate solo per opere minori, hanno dimensioni tali che la risultante del loro peso e delle azioni orizzontali (spinta della terra, del sovraccarico sul rilevato ecc.) non provoca in nessuna sezione sforzi di trazione. Ciò presuppone quindi muri massicci e permette l'impiego di materiali non resistenti a trazione quale il calcestruzzo non armato ⁽¹⁾ di qualità mediocre.

Nelle spalle a pareti sottili invece si hanno sforzi di flessione rilevanti tanto che per altezze di spalla notevoli (superiori a $8 \div 10$ m), può essere conveniente fornire la spalla di speroni (figura 13.2).

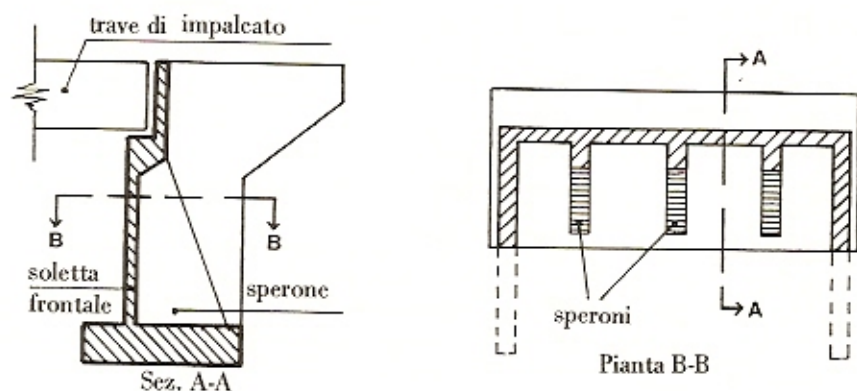


Fig. 13.2

(¹) In queste spalle comunque la trave cuscino va realizzata con calcestruzzo di qualità ed armato in quanto si hanno gli sforzi concentrati in corrispondenza degli appoggi delle travi.

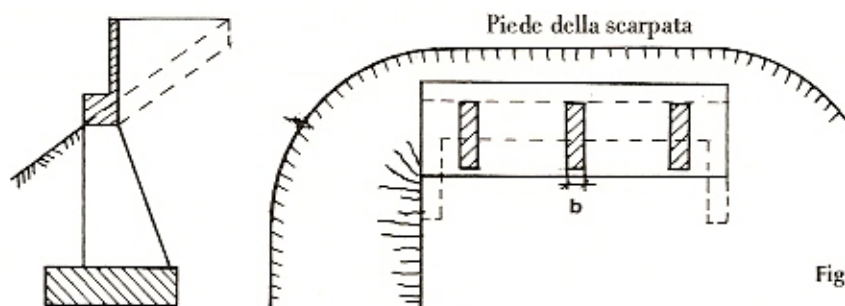


Fig. 13.3

Questa soluzione riduce i quantitativi sia del calcestruzzo che delle armature da impiegare in quanto si hanno sezioni resistenti a T anziché rettangolari; per contro aumenta il costo delle casseforme. Inoltre aumenta l'onere per la compattezza del terreno immediatamente a tergo della spalla, tra gli speroni, non potendosi usare mezzi di costipamento meccanici ma dovendosi procedere a mano.

A volte quando la morfologia del sito lo permette, e cioè in zone pianeggianti, può essere conveniente impiegare spalle *a rilevato passante*. Queste possono essere viste come delle spalle a speroni in cui è stata eliminata la soletta frontale per ridurre l'entità della spinta del terreno (figura 13.3), anche se, prudenzialmente, questa va considerata su una larghezza pari ad almeno $1,5b$.

Anche in questi casi bisogna curare con attenzione la compattazione del terreno tra gli speroni e davanti alla spalla per non avere assestamenti del corpo stradale inaccettabili per il traffico.

13.3 - ANALISI DEI CARICHI ESTERNI

11.3.1 - Carichi in esercizio

Le azioni sulla spalla in esercizio sono le seguenti:

- 1) peso proprio della spalla.
- 2) Peso proprio del terreno gravante direttamente sulla spalla.
- 3) Reazioni trasmesse alla spalla dalla travata.
- 4) Spinta del terrapieno.
- 5) Spinta del sovraccarico sul terrapieno.
- 6) Forza di frenatura diretta sulla spalla.
- 7) Eventuali altre forze.

Per ciò che riguarda le reazioni trasmesse dalla travata valgono le considerazioni svolte per le pile sulle possibili condizioni di carico. Naturalmente andrà definito il tipo di vincolo che la travata ha sulla spalla per decidere se considerare o meno le forze di frenatura agenti sull'impalcato.

Per la spinta del terrapieno usualmente si accetta l'ipotesi di Rankine di di-

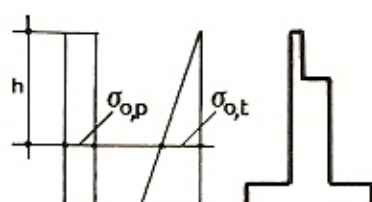


Fig. 13.4

siribuzione triangolare con risultante orizzontale:

$$\sigma_{0,t} = \gamma \cdot \lambda_a \cdot h \quad (13.1)$$

con

$$\gamma = 1,8 \div 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) \quad (13.2)$$

Il valore dell'angolo di attrito φ potrà essere assunto compreso tra 33° e 38° e sarà tanto più elevato quanto più la strada da costruire è importante e quindi maggiori sono le garanzie di una accurata scelta delle terre da impiegare e di una loro buona compattazione. Per costruzioni autostradali si può assumere senz'altro $\varphi = 38^\circ$.

L'ipotesi di spinta orizzontale, come è noto, è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata.

La pressione provocata da un sovraccarico p sul terrapieno, qualora questo si supponga uniformemente ripartito e sempre secondo la teoria di Rankine, è costante con h (figura 13.4) e vale:

$$\sigma_{0,p} = \lambda_a \cdot p \quad (13.3)$$

con $p = 1 \div 2 \text{ t/m}^2$ a seconda dell'importanza della strada.

Per il dimensionamento della paraghiaia o delle bandiere può essere più gravoso considerare, in luogo del sovraccarico uniforme p , l'effetto del singolo asse

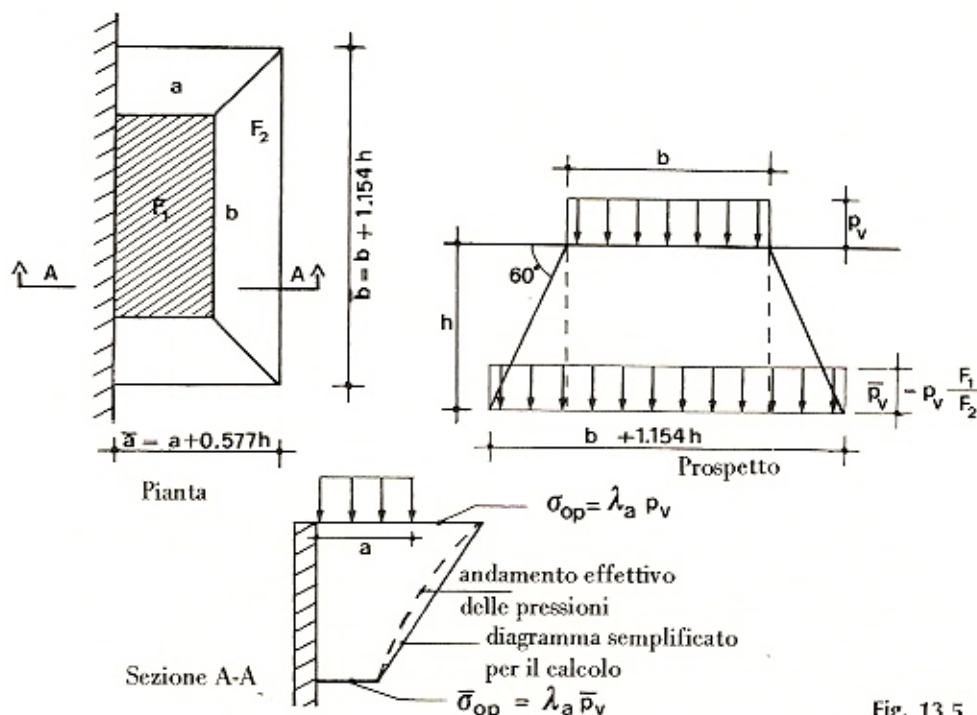


Fig. 13.5

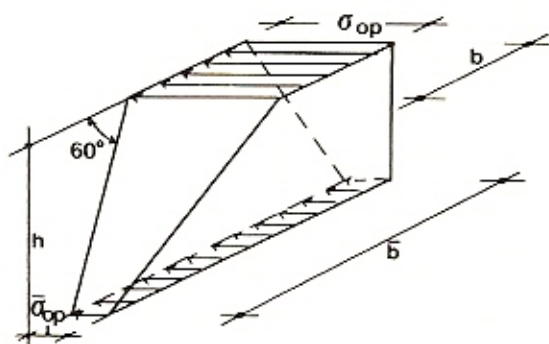


Fig. 13.6

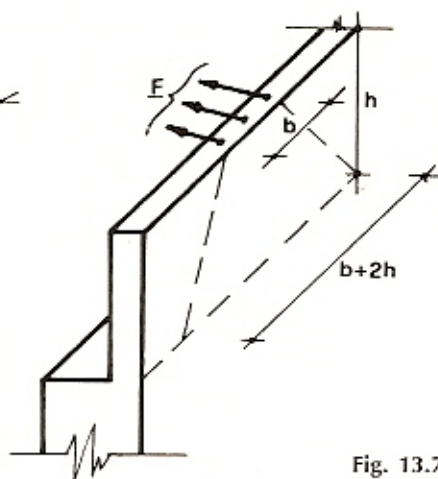


Fig. 13.7

il cui peso si può immaginare diffuso a 60° nell'altezza del terrapieno (figura 13.5).

La pressione dovuta al sovraccarico quindi decresce come indicato nella sezione A-A di figura 13.5, interessando però una larghezza sempre maggiore di paragonabilità.

Accettando per semplicità (ed a favore di stabilità) un andamento rettilineo per le σ_{op} il solido delle pressioni ha l'andamento di figura 13.6.

La spinta e il momento complessivi alla profondità h valgono:

$$S_{tot} = S_1 + S_2 = \bar{\sigma}_{op} \cdot h \cdot \left(\frac{b + \bar{b}}{2} \right) + \frac{1}{6} h \cdot (2b + \bar{b}) (\sigma_{op} - \bar{\sigma}_{op}) \quad (13.4)$$

$$M_{tot} = S_1 \cdot \frac{h}{3} \cdot \frac{2b + \bar{b}}{b + \bar{b}} + S_2 \left(h - \frac{h}{2} \cdot \frac{b + \bar{b}}{2b + \bar{b}} \right) \quad (13.5)$$

che con semplici passaggi divengono:

$$S_{tot} = \frac{h}{6} [\sigma_{op} (2b + \bar{b}) + \bar{\sigma}_{op} (b + 2\bar{b})] \quad (13.6)$$

$$M_{tot} = \frac{h^2}{12} [\sigma_{op} (3b + \bar{b}) + \bar{\sigma}_{op} (b + \bar{b})] \quad (13.7)$$

Se si suppone in prima approssimazione collaborante una larghezza di muro pari alla media tra $\bar{b}$ e $b + 2h$, dividendo per questo valore le (13.6) e (13.7) si hanno lo sforzo di taglio ed il momento flettente a metro lineare necessari per le verifiche.

Considerazioni analoghe a quelle ora viste possono essere svolte per le forze di frenatura (figura 13.7). Infatti oltre alle reazioni eventuali trasmesse dalla travata (nel caso di appoggi fissi) e che interessano la spalla nel suo insieme, vanno

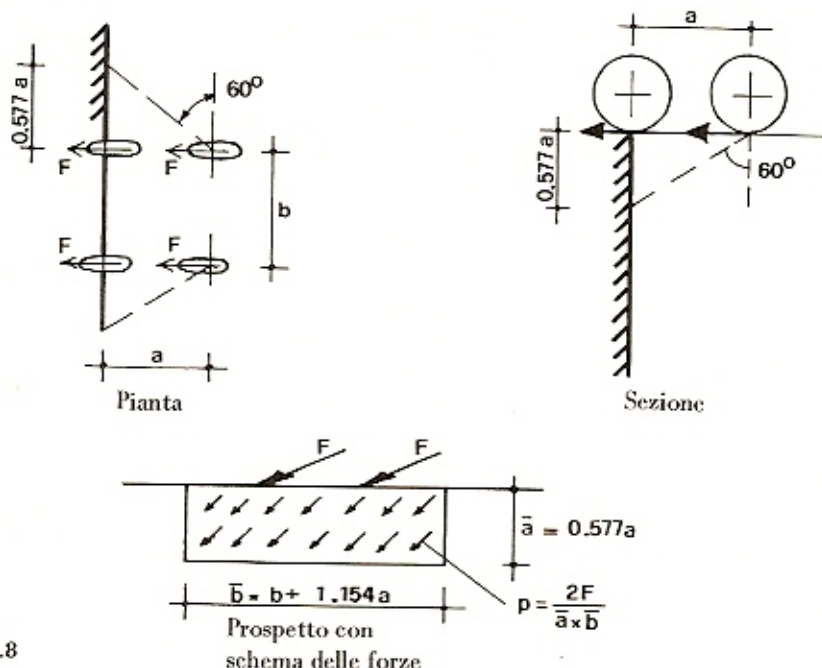


Fig. 13.8

considerate anche le azioni trasmesse da un asse che frena sulla paraghiaia o sul terreno ad essa immediatamente adiacenti.

Accettando l'ipotesi già vista nel calcolo degli effetti locali (cap. 5) e cioè di ripartizione degli sforzi a 45° , si può calcolare facilmente il momento a metro di paraghiaia alla generica profondità h :

$$m = \frac{F \cdot h}{b + 2h} \quad (\text{per unità di lunghezza}) \quad (13.8)$$

Qualora ci siano più assi frenanti si può ammettere ancora che il terreno ripartisca gli sforzi a 60° sia in pianta che in altezza per cui la pressione aggiuntiva sulla paraghiaia si può determinare come indicato in figura 13.8.

13.3.2 - Azioni in fase di sisma

Per la determinazione delle azioni in fase di sisma vale quanto detto per il calcolo delle pile e nel paragrafo 2.7, con la considerazione che il coefficiente di risposta R risulta praticamente sempre eguale ad 1 poiché difficilmente è $T_0 > 0,8$ sec.

Le azioni orizzontali da considerare sono quelle provocate dalla massa della spalla più quelle dovute alla travata, qualora questa abbia appoggio fisso su di essa. Inoltre va tenuto conto della maggiore spinta dovuta alla riduzione dell'attrito interno del terreno costituente il rilevato che si ha durante il sisma.

Qualora non si eseguano calcolazioni più approfondite in merito, le attuali Norme Italiane [1] indicano per questo incremento di spinta ΔF , nel caso più ge-

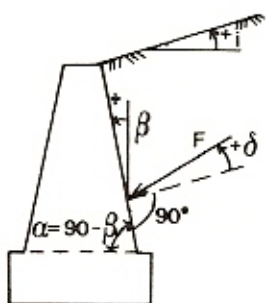


Fig. 13.9

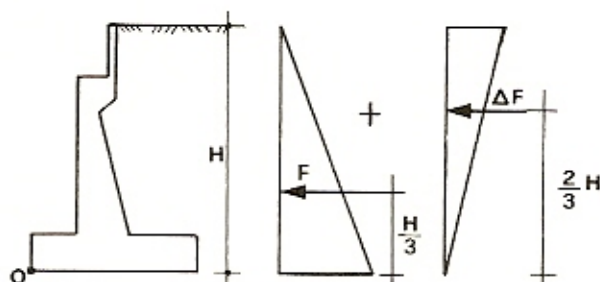


Fig. 13.10

nerale dei muri di sostegno, l'espressione

$$\Delta F = F_S - F \quad (13.9)$$

ove F è la spinta statica ⁽¹⁾ calcolata per i valori effettivi di i e β (i nel caso delle spalle è sempre nullo), mentre F_S è data dal prodotto:

$$F_S = A \cdot F' \quad (13.10)$$

ove

F' = spinta calcolata per $i' = i + \vartheta$ e $\beta' = \beta + \vartheta$

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \vartheta} \quad (13.11)$$

$$\vartheta = \arctg C \quad (C = \text{coeff. di intensità sismica})$$

La spinta aggiuntiva ΔF va applicata ad una distanza dalla base del muro pari a $2/3$ dell'altezza del muro stesso cosicché in definitiva le azioni provocate dal rilevato sulla spalla in fase di sisma si possono riassumere in figura 13.10.

13.4 - CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche da eseguirsi sono di due tipi:

- globali, cioè relative alla stabilità della spalla nel suo insieme;
- locali, cioè relative ai singoli elementi strutturali di cui può immaginarsi composta la spalla.

⁽¹⁾ Ricordiamo per comodità che nel caso più generale di figura 13.9 il coefficiente di spinta attiva vale

$$\lambda_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (13.12)$$

Le prime, nel caso di *fondazioni dirette* sono tre, e precisamente:

- a-1) controllo della pressione massima sul terreno;
- a-2) verifica al ribaltamento;
- a-3) verifica allo slittamento.

La verifica al ribaltamento andrà eseguita con riferimento allo spigolo anteriore della fondazione (punto 0 di figura 13.10); saranno stabilizzanti i momenti rispetto a questo asse di tutte le forze verticali mentre saranno ribaltanti quelli provocati dalle forze orizzontali. In genere si chiede che sia

$$\eta_r = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad (13.13)$$

Nella verifica allo slittamento si controlla che la somma delle forze orizzontali sia sufficientemente minore della forza di attrito che si può esplicitare per effetto dei carichi verticali al contatto tra fondazioni e terreno:

$$\eta_s = \frac{f \cdot N}{\Sigma H} \geq 1,5 \quad (13.14)$$

Il coefficiente di attrito f può essere assunto pari a

$$f = \tan \frac{2}{3} \varphi \text{ (oppure } 0,5 \text{ nel caso di roccia)} \quad (13.15)$$

e normalmente si trascura il contributo stabilizzante dovuto alla spinta passiva del terreno anteriore in quanto questo può essere, per motivi non prevedibili, rimosso almeno nella sua parte più superficiale.

A volte la verifica allo slittamento risulta la più limitativa delle tre per cui può convenire ricorrere a denti di ammorsamento nel terreno (figura 13.11 a,b) o, nel caso di roccia, a barre di cucitura (figura 13.11 c).

Questi denti di ammorsamento, sicuramente efficaci nel caso di roccia, lo sono meno nel caso di terreni sciolti in quanto lo scorrimento può avvenire lun-

Spinta passiva
in generale da
trascurare
nella parte
superficiale

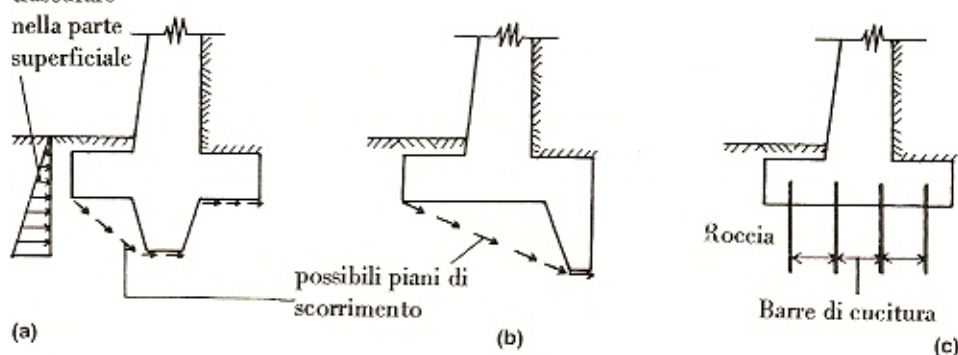


Fig. 13.11

go i piani segnati in figura. In questo caso il vantaggio che si ha è dovuto alla componente stabilizzante dei carichi verticali lungo il piano ipotizzato per lo scorrimento.

Nel caso di *fondazioni su pali* le tre verifiche dette sono sostituite dal controllo del carico massimo e minimo sul singolo palo e delle sollecitazioni di pressoflessione in esso, in modo del tutto analogo a quanto visto al capitolo 12.

Le verifiche globali vanno eseguite per tutte le possibili condizioni di carico in esercizio ed eventualmente in fase di sisma. Inoltre vanno eseguite per tutte le fasi costruttive che molto spesso risultano le più gravose. Infatti può accadere di avere completato il rilevato e di averlo sovraccaricato con le attrezzature di cantiere o con il parco delle travi prefabbricate, senza che sulla spalla si abbia l'effetto stabilizzante del peso proprio della travata.

In questi casi peraltro, dopo avere valutato attentamente il sovraccarico sul rilevato che può essere anche molto maggiore di quello di esercizio, si possono accettare coefficienti di sicurezza ridotti rispetto a quelli richiesti per l'esercizio stesso.

Per ciò che riguarda le verifiche dei singoli elementi strutturali costituenti la spalla, distinguiamo i principali come segue.

Paraghiaia

Con gli usuali rapporti altezza-lunghezza, la paraghiaia si comporta come una piastra di lunghezza infinita incastrata lungo un lato e libera all'altro, soggetta prevalentemente a flessione e taglio provocati dalle forze orizzontali. Queste sono la spinta del terreno, del sovraccarico sul terrapieno e della frenatura, viste in dettaglio al paragrafo precedente.

"Bandiere" o "Orecchie"

Si tratta di elementi trapezoidali incastrati lungo un lato e soggetti sia a forze orizzontali ortogonali al loro piano, sia a forze verticali nel piano (figura 13.12 a).

Le forze orizzontali dovute alla spinta del terreno, $\sigma_{0,t}$, e del sovraccarico, $\sigma_{0,p}$, producono dei momenti all'incastro la cui distribuzione qualitativa è indicata in figura 13.12 b e c) e che, in prima approssimazione, può essere assunta uniforme sull'altezza h .

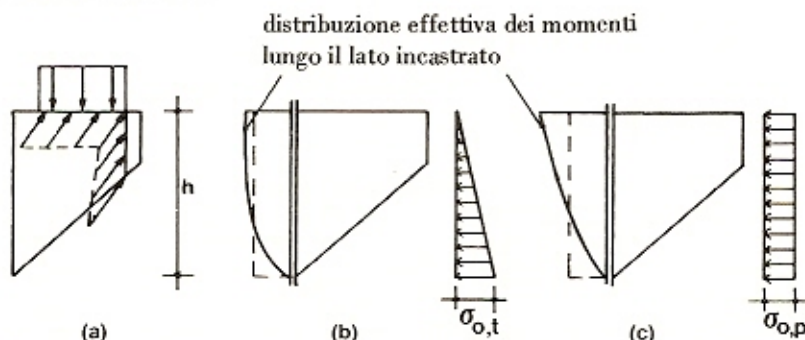


Fig. 13.12

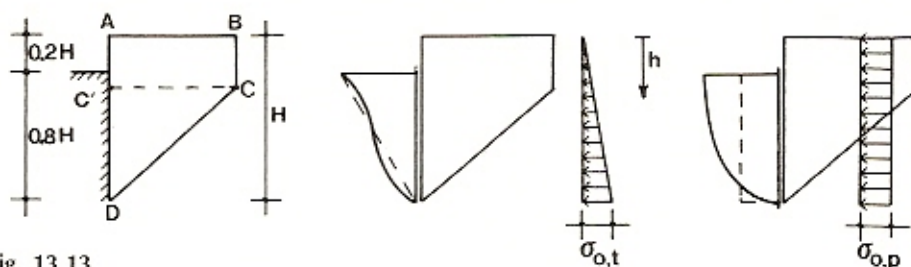


Fig. 13.13

A volte le bandiere non sono incastrate lungo tutta l'altezza h ma solo per una parte, nel qual caso il momento complessivo è distribuito come in figura 13.13 per cui appare più prudente assumere una distribuzione teorica triangolare.

Esempio

Bandiera con $H = 3,0$ m, $l_{AB} = 3,0$ m, $l_{BC} = 1,0$ m

Sia inoltre:

$$\sigma_{0,t} = \gamma \cdot \lambda_a \cdot h = 1,8 \cdot 0,3 \cdot h = 0,54 h \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{0,p} = p \cdot \lambda_a = 2,0 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ t/m}^2$$

Momento complessivo dovuto alla spinta triangolare:

Pressione in C: $\sigma_{0,t} = 0,54 \cdot 1,0 = 0,54 \text{ t/m}^2$

Pressione in D: $\sigma_{0,t} = 0,54 \cdot 3,0 = 1,62 \text{ t/m}^2$

Per la spinta su ABCC':

$$M = \frac{0,54 \cdot 1,0}{2} \cdot 3,0 \cdot \frac{3,0}{2} = 1,215 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Per la spinta su CC'D:

$$M = \frac{0,54 \cdot 2,0}{2} \cdot 3,0 \cdot \frac{3,0}{3} + \frac{(1,62 - 0,54) \cdot 2,0}{3} \cdot 3,0 \cdot \frac{3,0}{4} = 3,240 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Momento totale $M = 1,215 + 3,240 = 4,455 \text{ t} \cdot \text{m}$

Momento massimo a metro lineare supposto l'andamento triangolare

$$\frac{1}{2} \text{ m} \cdot 2,40 = 4,455 \text{ da cui } m = 3,71 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

In modo del tutto analogo si calcola la spinta dovuta a $\sigma_{0,p}$.

Muri di risvolto

I muri di risvolto sono schematizzabili come piastre rettangolari libere su due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione ed al muro frontale. In genere la

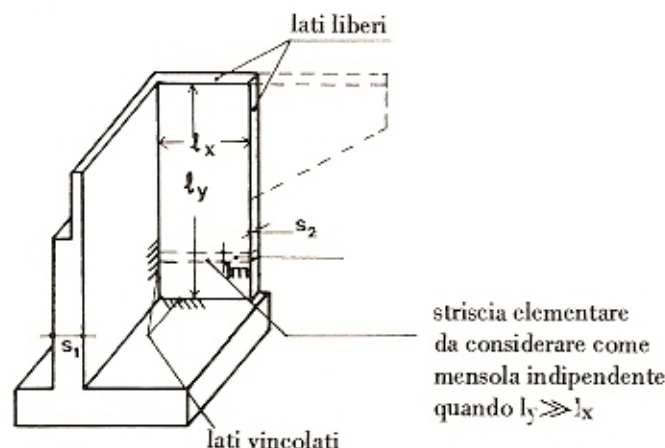


Fig. 13.14

rigidezza della fondazione è molto maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi possono considerarsi incastrati alla base (figura 13.14).

Per il vincolo con il muro frontale invece la schematizzazione di incastro perfetto potrà mantenersi in quei casi in cui risulta $S_1 \gg S_2$ altrimenti converrà fare le due ipotesi limiti di incastro perfetto o appoggio semplice lungo quel lato ed assumere nelle verifiche di volta in volta la situazione peggiore.

I carichi cui questa piastra è sottoposta sono quelli ripartiti in modo uniforme e con legge triangolare dovuti al terrapieno più le forze di bordo trasmesse dalla eventuale bandiera.

Attualmente molti manuali, tra cui ad esempio [2] forniscono le sollecitazioni nelle piastre per i carichi ripartiti. Qui di seguito si ritiene utile riportare invece due grafici che danno le sollecitazioni in alcuni punti caratteristici provocate dalle reazioni d'incastro della bandiera supposta di altezza l_m pari a $0,25 l_y$, per diversi valori del rapporto

$$\epsilon = \frac{l_x}{l_y}$$

La figura associata al grafico [3] dà un'idea dell'andamento delle sollecitazioni nella piastra nel caso particolare di $\epsilon = 0,25$ (figure 13.15 e 13.16).

Qualora risulti $l_y \gg l_x$ si può condurre un calcolo approssimato considerando ciascuna striscia elementare come una mensola orizzontale di lunghezza l_x sottoposta alla pressione del terreno che si ha alla profondità della striscia che si considera.

Solo in prossimità della fondazione e per un'altezza pari circa ad l_x nasceranno momenti m_y mentre i momenti m_x non aumentano con la profondità ma tendono a zero in corrispondenza del lato di base.

Per $l_y > 2 l_x$ si può assumere con buona approssimazione

$$m_y = \frac{1}{2} \cdot p_{\max} \cdot l_x^2 \quad (13.16)$$

Muro frontale

Il muro frontale è soggetto, oltre alle spinte dovute al terrapieno, alle reazioni sia orizzontali che verticali trasmesse dalla travata, quest'ultime concentrate in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio delle travi. Il muro inoltre lungo i due lati estremi è sottoposto alle forze di bordo trasmesse dagli eventuali muri di risvolto.

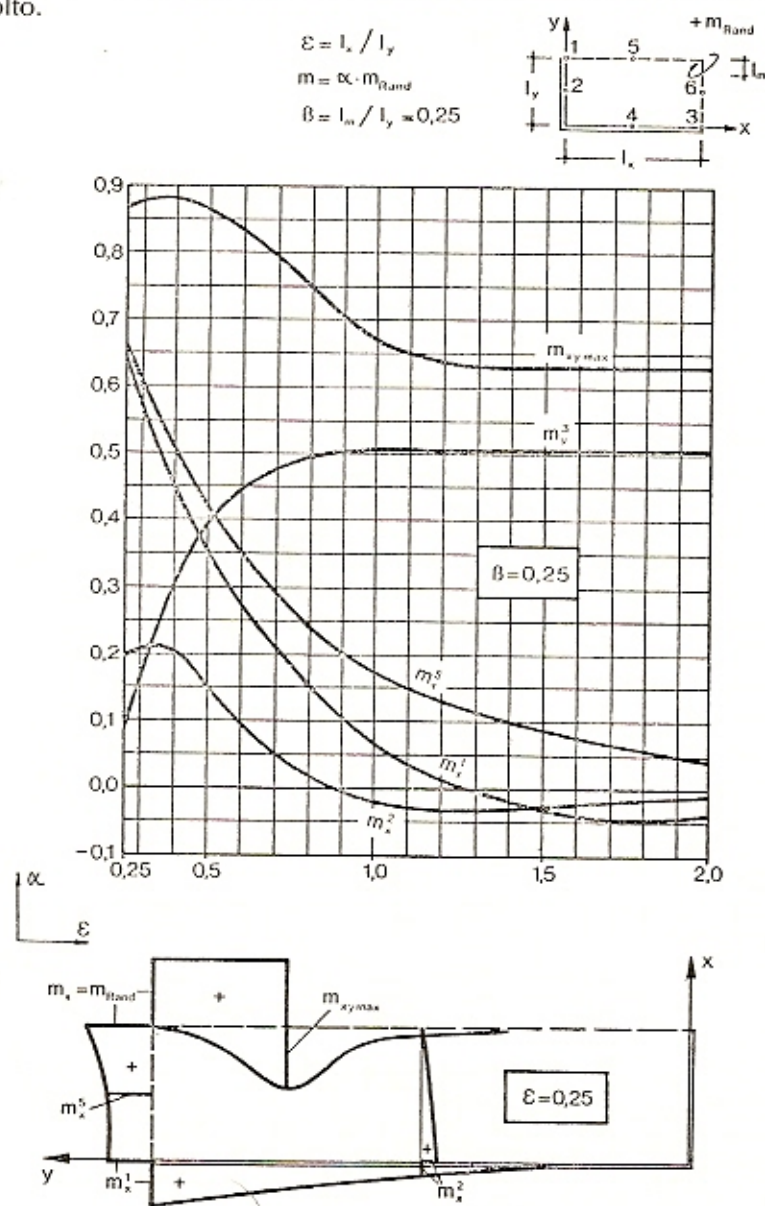
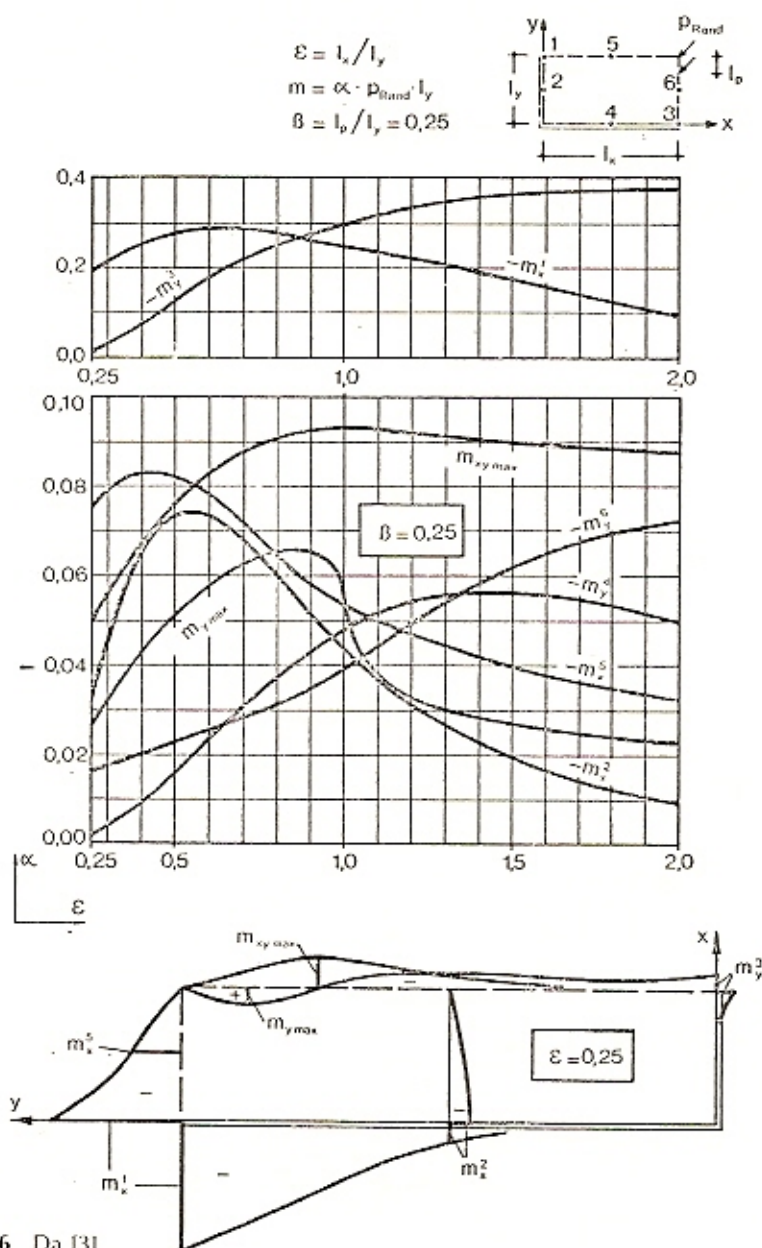


Fig. 13.15 Da [3].



Nel caso di muro pieno la sua schematizzazione per il calcolo è quella di una piastra incastrata alla base ed eventualmente vincolata sui lati verticali ai muri di risvolto, quando esistono. Questo vincolo può essere assunto in genere di appoggio semplice in quanto il muro frontale, dovendo portare la travata, ha sempre spessore maggiore dei risvolti.

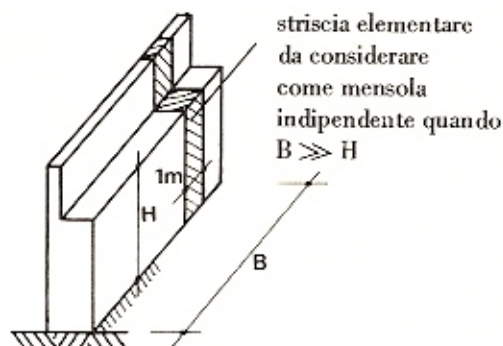


Fig. 13.17

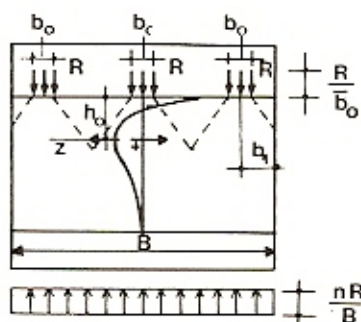


Fig. 13.18

Quando la larghezza della spalla è molto maggiore dell'altezza, si possono trascurare i vincoli laterali ed effettuare il calcolo per unità di larghezza, considerando cioè il muro come costituito da tante mensole indipendenti (figura 13.17). In questo caso le reazioni verticali della travata si considerano uniformemente ripartite sulla larghezza B. Poiché in realtà esse sono concentrate su una larghezza b_0 , la diffusione degli sforzi, come è noto, provoca delle trazioni ad una certa distanza dal piano di appoggio delle travi (figura 13.18).

In prima approssimazione si può porre, detta Z la risultante di questa trazione

$$Z \cong 0,3 \cdot R \cdot \frac{b - b_0}{b} \quad (13.17)$$

con b il maggiore tra l'interasse delle travi e $2b_1$ (vedi figura ove con n si è indicato il numero delle travi).

La profondità h_0 alla quale si manifesta la massima sollecitazione orizzontale di trazione dipende dal rapporto b_0/b . Ad esempio per $b_0/b = 0,1$ si ha $h_0 \cong 1/4 b$ [4]. La forza complessiva Z infine può immaginarsi distribuita, in primissima approssimazione, su una altezza pari a circa 0,5 b.

Esempio

Spalla larga 10,50 m con tre travi poste a m 3,60 di interasse, appoggio largo 0,50 m, e reazione massima per ciascuna di esse pari a 1500 kN. Risulta $b_1 = 1,65$ e quindi va assunto $b = 3,60$ m

$$Z = 0,3 \cdot 1500 \cdot \frac{3,60 - 0,50}{3,60} = 390 \text{ kN}$$

Armatura orizzontale complessiva necessaria per assorbire questa trazione

$$A_t = \frac{390000}{220} = 1770 \text{ mm}^2$$

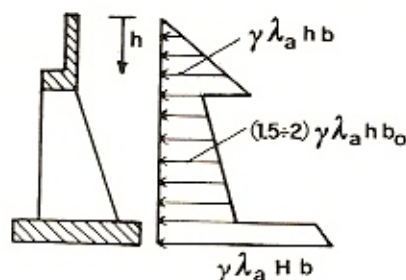


Fig. 13.21

resistenti sono a T in quanto usualmente gli speroni sono posti lato terra e quindi la soletta anteriore verticale risulta compressa. Quest'ultima sarà anche soggetta a sforzi di flessione e taglio a causa della pressione del terreno ed andrà calcolata come piastra vincolata sui quattro lati (e cioè la zattera di fondazione, gli speroni e la trave cuscino) e con carico trapezio. Tabelle per il calcolo di queste piastre si trovano ad esempio nel testo già citato [2].

Un calcolo approssimato della soletta, quando il rapporto H'/b sia molto maggiore di 2, può condursi considerando ciascuna striscia elementare come una trave continua soggetta alla pressione orizzontale che si ha alla profondità della striscia considerata. Naturalmente questo metodo porta a sopravvalutare i momenti orizzontali m_x in prossimità dell'incastro alla base mentre non dà la possibilità di valutare i momenti verticali m_y che nascono appunto per questo vincolo.

Un criterio approssimato proposto da Huntington [5] per tenere conto dell'effetto dell'incastro alla base e valevole purché $H'/b > 2$, è illustrato in figura 13.20.

Sempre come trave continua si possono trattare le strisce elementari costituenti la parte posteriore della fondazione. In questo caso il carico è costituito dal peso della terra, γH , più il peso proprio della striscia, meno la reazione del terreno σ_{vt} . Lo sbalzo anteriore della fondazione infine andrà trattato come una serie di mensole accostate soggette alla reazione del terreno.

Quando manca la soletta, cioè nel caso di spalle a rilevato passante, la spinta del terreno va considerata su una larghezza maggiore di quella, b_0 , del singolo sperone, a causa dell'attrito interno del terreno e dell'attrito sulle facce laterali dello sperone medesimo. In mancanza di dati più precisi si può assumere la spinta su una larghezza pari a $1,5 + 2 b_0$ per cui in definitiva il diagramma di spinta sul singolo sperone si presenta come in figura 13.21, ove per semplicità si è indicata la sola spinta dovuta al terrapieno.

13.5 - PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Particolare attenzione va posta nelle giunzioni dei vari elementi costituenti la spalla, e la disposizione delle armature dovrà essere tale da garantire effettivamente i vincoli ipotizzati.

È questo, per esempio, il caso dell'attacco dei muri di risvolto a quello frontale, dove si ha un angolo che tende ad "aprirsi", cioè le armature tese formano

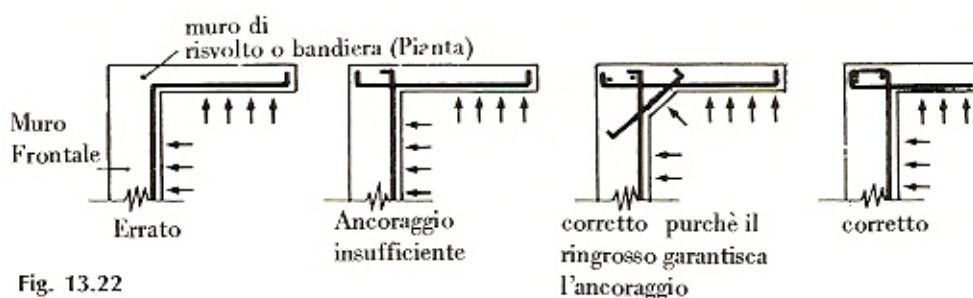


Fig. 13.22

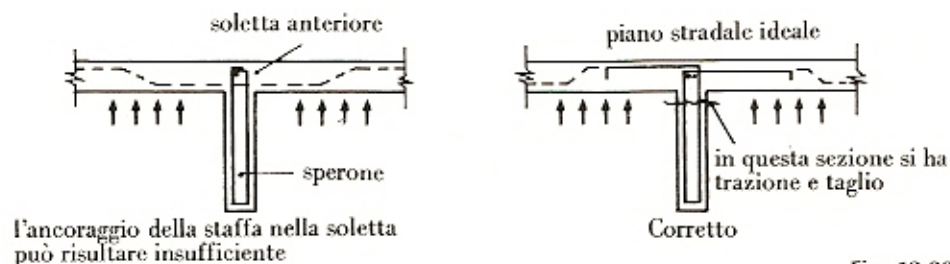


Fig. 13.23

un angolo di 90° fra loro. La figura 13.22 mostra la disposizione corretta di queste armature e gli errori che più frequentemente si commettono.

Altro punto delicato è l'attacco della soletta anteriore agli speroni, quando presenti. Si hanno infatti trazioni dovute alle reazioni della soletta i cui effetti si sommano a quelli del taglio che si ha nello stesso punto a causa del funziona-

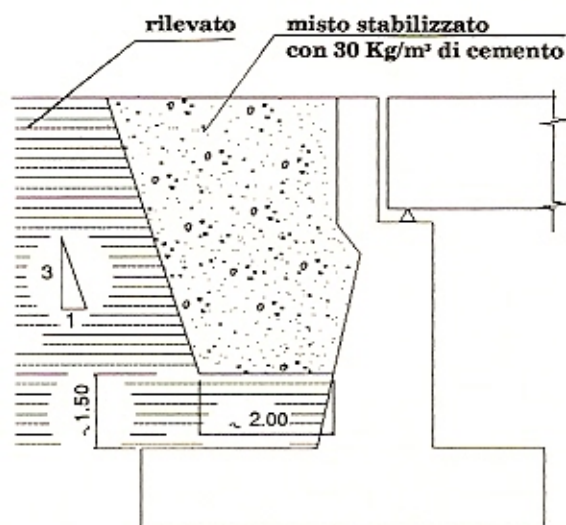


Fig. 13.24

mento globale di trave a T. Ciò implica un ancoraggio accurato delle staffe degli speroni, che può utilmente avvenire come indicato in figura 13.23.

Va segnalato infine un accorgimento costruttivo che si adotta a volte per limitare il disturbo provocato dall'assestamento del rilevato a tergo della spalla (figura 13.24).

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 24/1/1986 "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche".
- [2] BARES R.: "Tables pour le calcul des dalles et des parois", Dunod Paris 1969.
- [3] EIBL-IVANYI-SCHAMBECK: "Berechnung Kastenförmiger Brückenwiderlager" Werner Verlag - Düsseldorf.
- [4] LEONHARDT F.: "Prestressed concrete" Wilhelm Ernst and Sohn - Berlino 1964.
- [5] HUNTINGTON W.C.: "Earth Pressures and Retaining wall" John Wiley and Sons New York 1957.

14

I PONTI AD ARCO

14.1 - INTRODUZIONE

Un arco può essere definito come un elemento strutturale vincolato e sagomato in modo tale che i carichi agenti su di esso generino prevalentemente sforzi di compressione.

L'assenza quasi totale di momenti flettenti nelle sezioni dell'arco si può avere solo per i carichi fissi, cioè permanenti, purché si scelga una opportuna forma dell'arco; viceversa i carichi accidentali, che possono assumere posizioni diverse, generano sempre azioni flessionali.

Nel passato, dal tempo dei Romani che per primi impiegavano in modo esteso queste strutture, fino all'avvento della ferrovia all'inizio del secolo scorso, i carichi permanenti erano nettamente prevalenti rispetto a quelli accidentali. Ciò ha permesso la costruzione di ponti ad arco anche di luce notevole (figura 1.1) con l'impiego di materiali non resistenti a trazione come la muratura di pietra o di mattoni.

I ponti ad arco di questo tipo, molti dei quali ancora in esercizio, si presentano come in figura 14.1, e cioè con un collegamento continuo tra arco propriamente detto e piano viario. Ne risulta una struttura molto pesante in cui è difficile stabilire quale parte dei carichi venga portata dal volto e quale dai rigidi muri

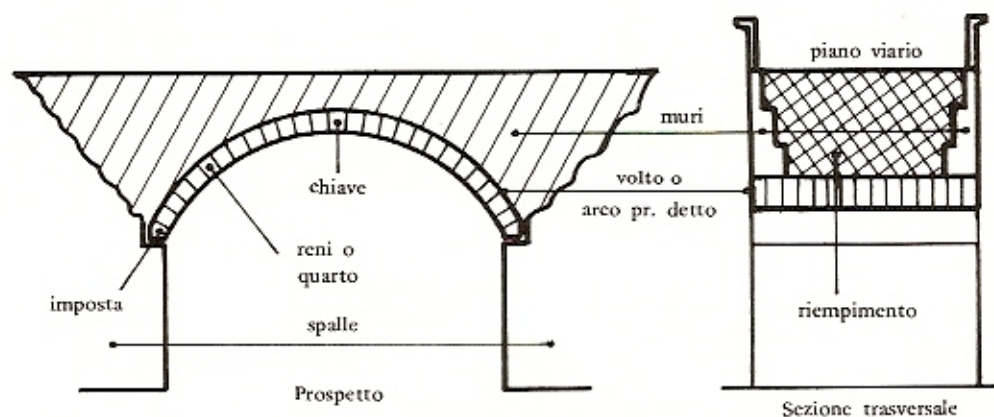


Fig. 14.1

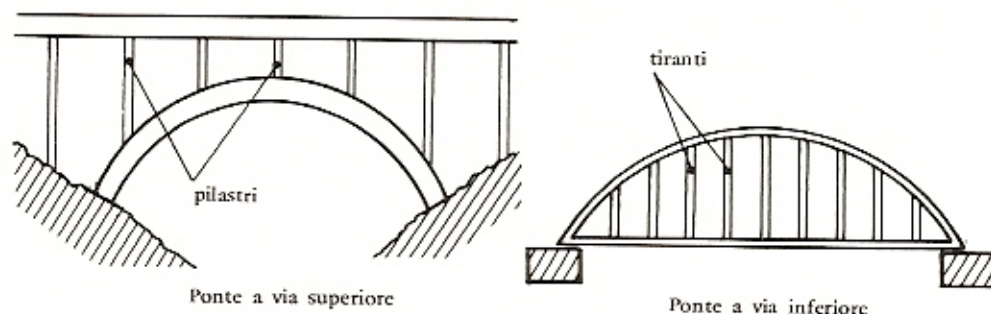


Fig. 14.2

di timpano. In figura è indicata pure la terminologia corrente con cui si indicano le varie parti dell'arco, rimasta tale anche nel caso di ponti moderni.

Questi ultimi si presentano morfologicamente diversi dovendo sopportare il transito di carichi accidentali impegnativi quali sono quelli militari o quelli ferroviari.

La loro realizzazione è stata consentita dall'impiego, fin dal secolo scorso, di materiali resistenti a trazione quali il ferro prima ed il calcestruzzo armato poi, e le massime luci raggiunte sono attualmente di m 390 per il c.a. (KRK Yugoslavia) e m 518 per l'acciaio (New River USA).

La necessità di ridurre i carichi permanenti ha portato a differenziare l'arco dall'impalcato il quale è appoggiato o appeso alla struttura principale (figura 14.2). La soluzione a via superiore è generalmente adottata per i ponti in c.a., mentre l'altra è più in uso per quelli in acciaio.

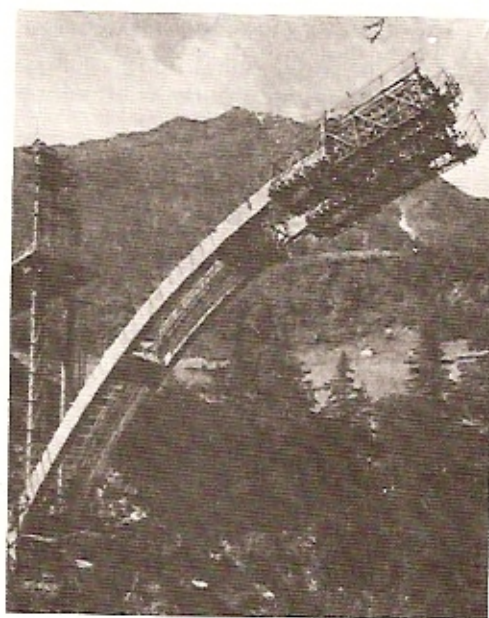


Fig. 14.3

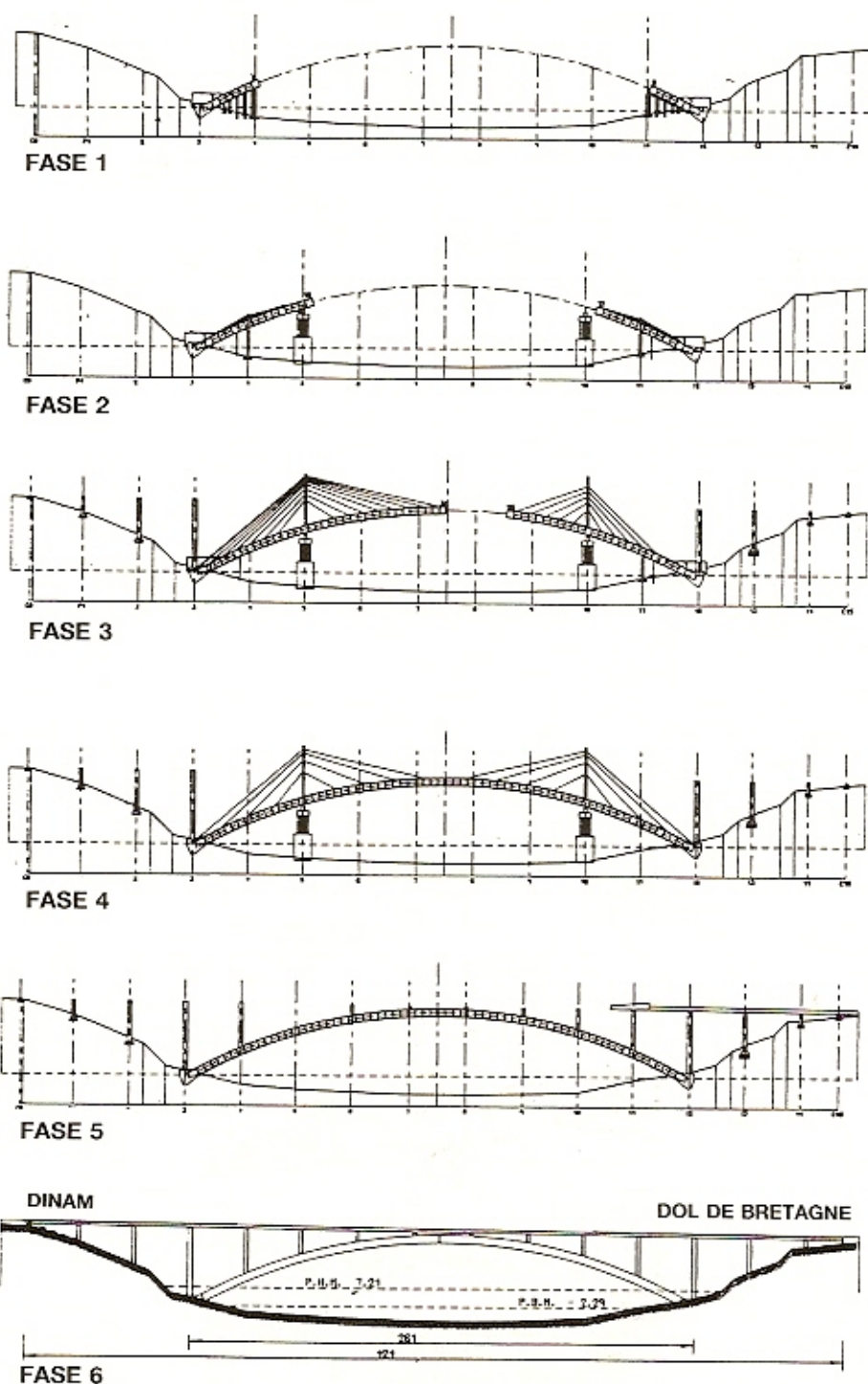


Fig. 14.4 Da [2]. Arco costruito a sbalzo per conci successivi.

In Italia si hanno esempi cospicui di ponti ad arco, largamente impiegati fino agli anni '60 per superare grandi luci con il cemento armato. Tra tutti si ricorda, per la sua eleganza formale, il ponte sulla Fiumarella di Morandi [1] di m 230. Mancano invece nel nostro paese esempi notevoli di ponti ad arco in acciaio.

Attualmente l'impiego di ponti ad arco è limitato dall'alto costo delle opere provvisorie (centine) necessarie alla loro costruzione, preferendosi altri schemi quali i ponti strallati o i ponti costruiti a sbalzo per conci successivi.

Rimane comunque la validità di questo tipo di ponte sia dal punto di vista formale che del corretto impiego di materiali per cui non è da escludere che l'adozione di nuove tecniche costruttive, alcune già sperimentate, rilancino nel futuro questi ponti.

La figura 14.3, ad esempio, mostra un arco di m 124,0 di luce terminato nel 1977 in Svizzera e costruito a sbalzo, con il getto di conci successivi sostenuti da stralli provvisori. La stessa tecnica è stata usata anche per il già citato ponte di Krk e, più recentemente [2], per il ponte sulla Rance in Francia (figura 14.4).

14.2 - CRITERI GENERALI DI CALCOLO

Si forniscono dapprima alcuni criteri di calcolo basati sulla teoria del 1° ordine, con l'avvertenza che questa può fornire valori delle sollecitazioni in difetto nel caso di grandi archi.

Si definiscono preliminarmente la linea d'asse, come il luogo dei baricentri delle sezioni dell'arco (è la linea con cui verrà indicata schematicamente la struttura nel seguito) e la linea delle pressioni o poligono funicolare dei carichi. Questa seconda è definita come quella linea la cui tangente in ciascun punto coincide con la retta d'azione della risultante di tutte le forze, comprese le reazioni vincolari, che precedono quel punto.

Dalla definizione risulta pertanto che la linea delle pressioni sarà formata da una spezzata nel caso di soli carichi concentrati mentre sarà curvilinea nel caso di carichi ripartiti. Essa inoltre, proprio per come è stata definita, gode della proprietà che il momento rispetto ad un suo punto di tutte le forze che lo precedono è nullo.

Questa proprietà ne permette la costruzione in modo semplice. Infatti detta H la componente orizzontale⁽¹⁾ delle reazioni supposte per ora note e ammettendo tutti i carichi verticali, come accade quasi sempre nei ponti, risulta (figura 14.5)

$$\begin{aligned} H_A &= H_B = H \\ y_p &= M_y/H = m_{app}/H \end{aligned} \quad (14.1)$$

⁽¹⁾ Per semplicità tratteremo nel seguito solo il caso di archi simmetrici e quindi con imposte alla stessa quota. Diversamente bisognerebbe scomporre le reazioni secondo la verticale e la congiungente i punti A e B.

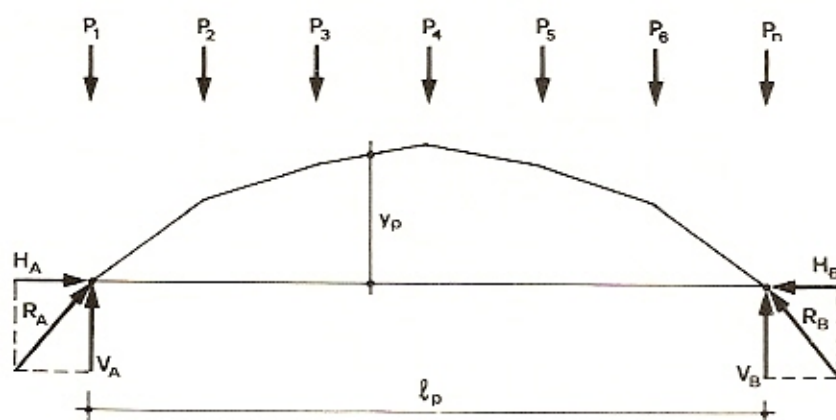


Fig. 14.5

avendo indicato con M_y il momento di tutte le forze verticali che precedono la sezione in esame (compresa la V_A). Questo momento coincide con quello che si ha nella sezione di pari ascissa di una trave appoggiata ideale di luce l caricata con gli stessi carichi dell'arco.

Note la linea d'asse dell'arco e la linea delle pressioni relativa ad un dato sistema di forze, è possibile calcolare le sollecitazioni indotte da queste.

Infatti si ha (figura 14.6) nella generica sezione S:

$$M_s = H (y_p - y_s) \quad (a)$$

$$N_s = - R_s \cos(\varphi_p - \varphi_s) \quad (b) \quad (14.2)$$

$$T_s = R_s \sin(\varphi_p - \varphi_s) \quad (c)$$

Nel caso di piccoli spostamenti tra le due linee, le 14.2 si possono scrivere (essendo $\varphi_p \approx \varphi_s$)

$$M_s = H(y_p - y_s) \quad (a)$$

$$N_s \approx - R_s = - H/\cos\varphi \quad (b) \quad (14.3)$$

$$T_s \approx 0 \quad (c)$$

ed infine, nel caso di perfetta coincidenza tra le due linee, si ha

$$M_s = 0 \quad (a)$$

$$N_s = - H/\cos\varphi \quad (b) \quad (14.4)$$

$$T_s = 0 \quad (c)$$

È evidente l'interesse a realizzare la condizione espressa dalle 14.4, cioè avere solo sforzo normale in tutte le sezioni.

Ciò peraltro si può ottenere per una sola configurazione dei carichi (usualmente i permanenti) e per gli archi a tre cerniere in quanto la caduta di spinta,

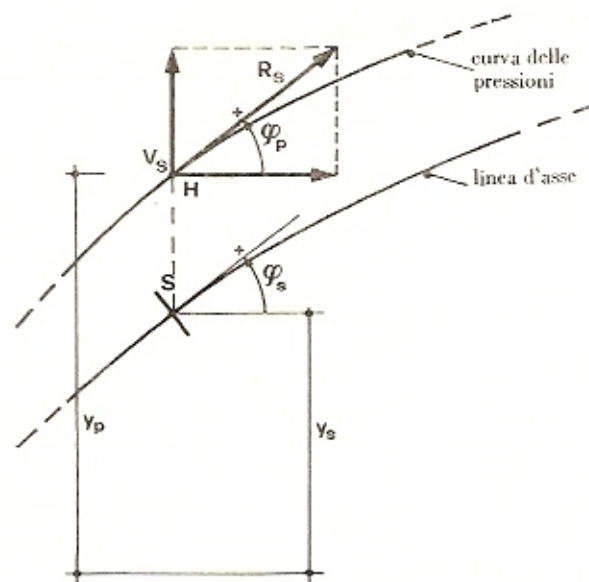


Fig. 14.6

specificata più avanti, negli archi iperstatici origina sempre momenti flettenti, pur se di lieve entità.

La coincidenza fra linea d'asse e poligono funicolare dei carichi permanenti si raggiunge in genere per iterazioni successive. Infatti i carichi dipendono dalla forma della linea d'asse che si sceglie e quindi bisognerà procedere come segue:

a) si fissa una equazione per la linea d'asse. Scegliendo l'origine degli assi nella cerniera C può essere del tipo⁽¹⁾

$$y = ax^2 + bx^3 + cx^4 + \dots \quad (14.5)$$

b) si esegue l'analisi dei carichi e quindi si definisce la distribuzione dei carichi permanenti corrispondente alla linea d'asse prescelta;

c) si calcolano, come detto nei paragrafi successivi, le reazioni vincolari e quindi, con la 14.1 le ordinate della curva delle pressioni;

d) si sceglie una nuova linea d'asse coincidente il più possibile con il poligono funicolare trovato e si ricomincia dall'inizio.

Si esamina ora in dettaglio, per i diversi tipi di arco, come eseguire il calcolo delle reazioni vincolari e degli effetti dei carichi accidentali, ritiro ecc.

⁽¹⁾ Si noti che manca il termine del primo ordine in x. Infatti, per non avere una cuspidè nella chiave dell'arco deve essere $dy/dx = 0$ per $x = 0$.

14.3 - L'ARCO A TRE CERNIERE

Si tratta di una struttura isostatica, particolarmente semplice da calcolare.

Con riferimento alla figura 14.7 ed alla generica condizione di carico ivi segnata si ha:

V_A, V_B = reazioni della trave appoggiata ideale di luce l caricata con gli stessi carichi dell'arco, come risulta facendo l'equilibrio dei momenti rispetto ad A oppure a B;

$$H = \frac{m_{app}}{f} \quad (14.6)$$

come risulta imponendo che il momento rispetto alla cerniera C di tutte le forze agenti su metà arco sia nullo.

Si noti come in questo caso la curva delle pressioni debba passare per le cerniere A, B e C per qualunque tipo di carico, essendo ivi i momenti necessariamente nulli.

Per ciò che riguarda i carichi accidentali lo studio va condotto, come di consueto, con l'ausilio delle linee di influenza. Per quanto detto in precedenza, le l. di i. delle reazioni verticali in A e B sono quelle delle reazioni di una trave poggiata di pari luce, mentre la l. di i. della spinta H coincide con quella del momento nella mezzeria della trave corrispondente, a meno della costante $1/f$.

Nella generica sezione S le linee di influenza delle sollecitazioni si otterranno come combinazione lineare di quelle delle reazioni più l'effetto del carico $P = 1$ quando questo si trovi alla sinistra della sezione in esame (termine tra parentesi quadra nelle espressioni seguenti).

$$m_s = \eta_A \cdot x_s - \chi y_s - [x_s - x_p] \quad (a)$$

$$n_s = \eta_A \sin \varphi + \chi \cos \varphi - [\sin \varphi] \quad (b) \quad (14.7)$$

$$t_s = \eta_A \cos \varphi - \chi \sin \varphi - [\cos \varphi] \quad (c)$$

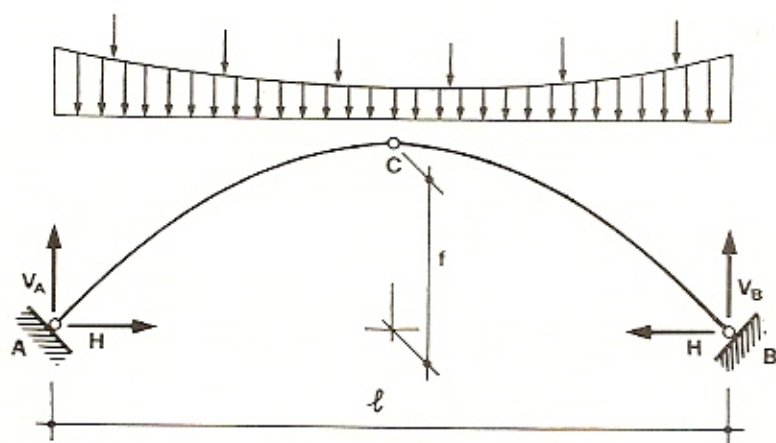


Fig. 14.7

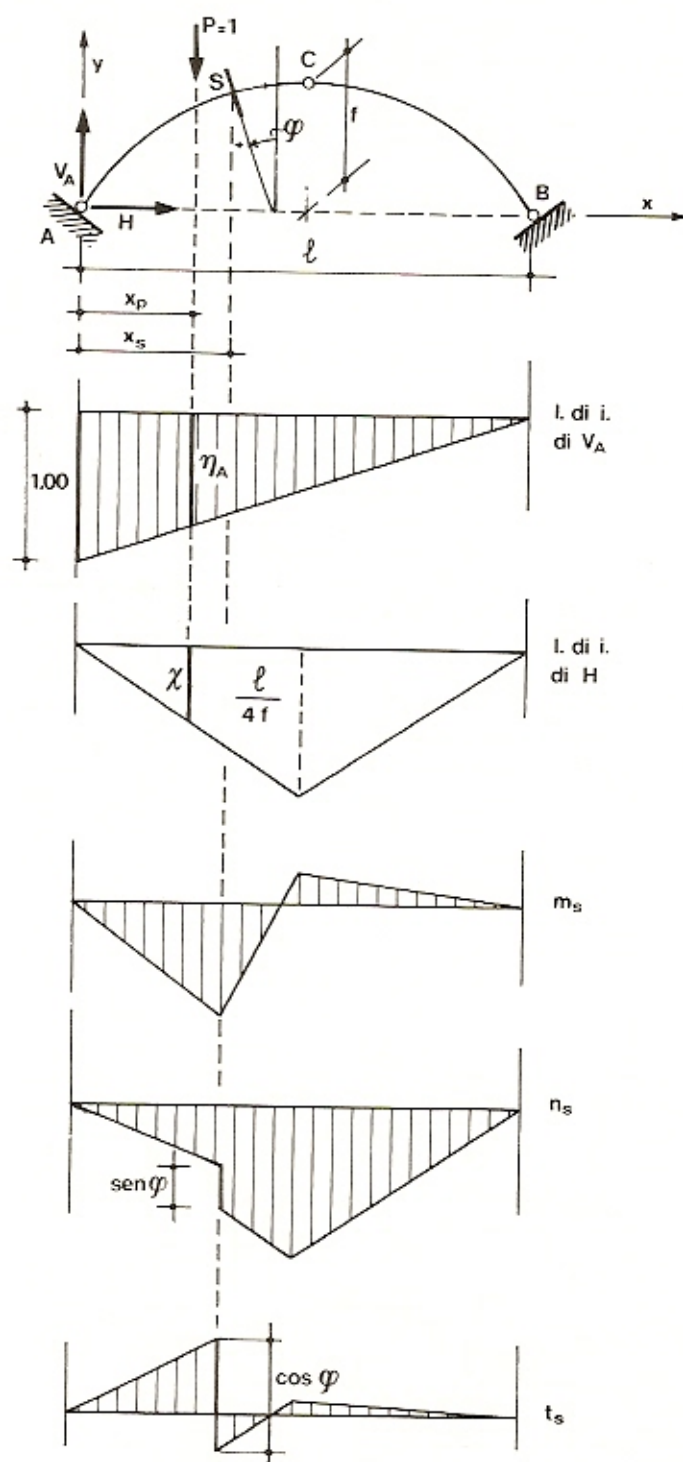
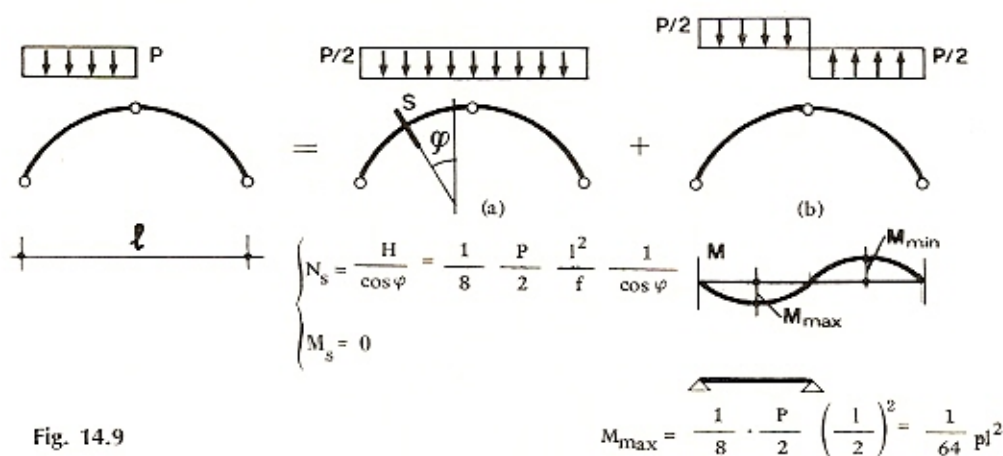


Fig. 14.8

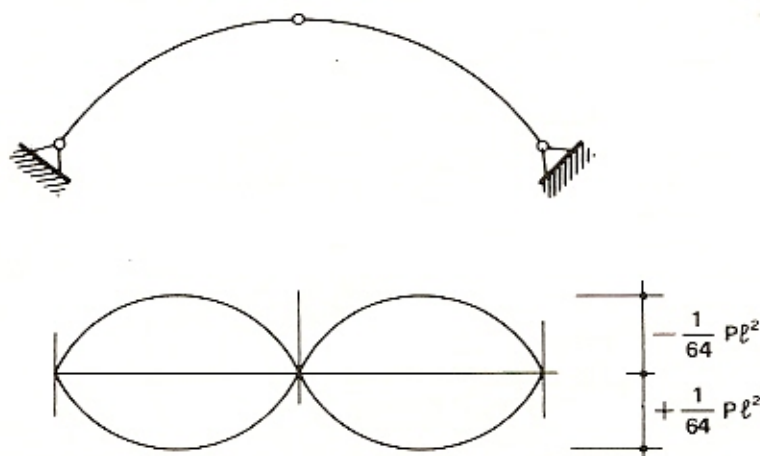


Trattandosi di struttura isostatica, le l. di i. sono naturalmente rettilinee, con un punto angolare in corrispondenza della cerniera C (figura 14.8).

Queste linee di influenza si potevano ottenere anche direttamente applicando il teorema di Land, ricordandosi di leggere gli spostamenti lungo la direzione del carico, cioè la verticale.

Al fine di meglio comprendere il comportamento di queste strutture, è utile ricavare il diagramma dei momenti massimi e minimi di un arco parabolico per un carico accidentale supposto uniformemente ripartito ma comunque segmentabile (un carico cioè che valga p t/m costante ma la cui lunghezza può essere qualsiasi).

Si dimostra, con buona approssimazione, che la condizione più gravosa ai fini del calcolo dei momenti si ha quando il carico accidentale grava su metà arco, situazione questa che si può pensare come somma delle due condizioni a) e b) di figura 14.9.



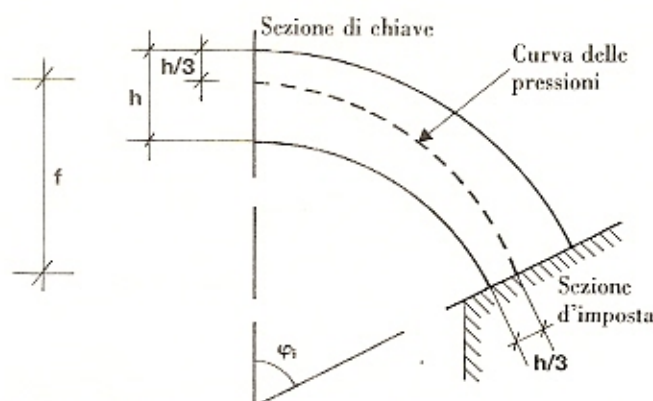


Fig. 14.11 Nota: Se $\varphi_1 > 60^\circ$ si considera una sezione d'imposta teorica individuata da $\varphi = 60^\circ$.

La condizione (a), se l'arco è configurato secondo una parabola del 2° ordine (funicolare di carico uniformemente ripartito), genera in ogni sezione solo sforzo normale; la condizione di carico emisimmetrica (b) dà invece sforzi normali nulli ed un diagramma dei momenti del tipo riportato in figura.

Questo diagramma dei momenti corrisponde a quello che si ha in una trave poggiata di luce $l/2$.

In definitiva nell'arco a 3 cerniere parabolico il massimo momento flettente provocato da un carico accidentale p è 8 volte più piccolo di quello che si avrebbe in una trave poggiata di pari luce. Va peraltro notato che il momento si inverte quando è caricata l'altra metà dell'arco, per cui il diagramma dei momenti massimi e minimi si presenta come in figura 14.10.

Si noti infine che essendo l'arco a tre cerniere isostatico non si hanno sollecitazioni né per variazioni termiche o ritiro, né per cedimenti dei vincoli.

All'arco a tre cerniere è ricondotto anche il calcolo dei ponti in muratura (metodo di Navier).

Questo metodo è una anticipazione del secolo scorso del moderno calcolo a rottura in quanto fa l'ipotesi che la curva delle pressioni passi, nella sezione di chiave, nel terzo medio superiore, e nelle sezioni di imposta nel terzo medio inferiore (figura 14.11).

Poiché il materiale non reagisce a trazione, ciò equivale ad ipotizzare cerniere nei punti detti, cioè un meccanismo di collasso.

È interessante notare come questa ipotesi, fatta da Navier sulla base dell'osservazione di molti ponti in muratura, equivalga ad ipotizzare che la struttura si adatti ai carichi esterni in modo da rendere H minima (cioè f massima).

14.4 - L'ARCO A DUE CERNIERE

Il sistema in questo caso è una volta iperstatico e quindi per la determinazione delle reazioni è necessario condurre un calcolo elastico. In particolare ciò serve

per conoscere la spinta H poiché le reazioni verticali V_A e V_B , per gli stessi motivi visti per l'arco a 3 cerniere, sono ancora quelle della trave appoggiata di pari luce.

Il calcolo della struttura è reso agevole dall'esistenza di numerosi programmi di calcolo automatico, già citati, che impiegano elementi finiti di trave. L'arco andrà scomposto in tratti rettilinei supposti a sezione costante ed ovviamente l'approssimazione che si raggiunge è tanto migliore quanto maggiore è il numero dei conci in cui si è suddivisa la struttura.

Per comprendere il funzionamento di questo tipo di strutture sarà bene, comunque, riferirsi ad un calcolo tradizionale.

Questo, come è noto, può condursi imponendo il rispetto dei vincoli in un sistema principale isostatico opportunamente scelto. Nel caso dell'arco a due cerniere il più ovvio di questi sistemi è la trave appoggiata (figura 14.12) e l'equazione di congruenza in B diviene semplicemente

$$H \cdot u' = u_0 \quad (14.8)$$

ove u_0 è lo spostamento di B provocato dai carichi esterni ed u' quello provocato da una forza unitaria applicata nello stesso verso di H .

Entrambi gli spostamenti u_0 ed u' risentiranno sia della deformabilità flessionale dell'arco, proporzionale ad $1/EI$, che di quella assiale, proporzionale ad $1/EA$. A e I sono le aree ed i momenti di inerzia delle varie sezioni dell'arco. È invece lecito trascurare la deformabilità dell'arco per taglio.

Calcolata la H il momento flettente nella generica sezione dell'arco varrà:

$$M = M_0 - H \cdot y \quad (14.9)$$

se con M_0 indichiamo il momento provocato dai carichi esterni sulla struttura principale, cioè sulla trave semplicemente appoggiata.

Le linee di influenza delle sollecitazioni in un arco a due cerniere hanno l'andamento di figura 14.14.

Nel caso in cui l'arco sia provvisto di una catena, cioè sia "a spinta eliminata" (figura 14.13), l'equazione 14.8 diviene

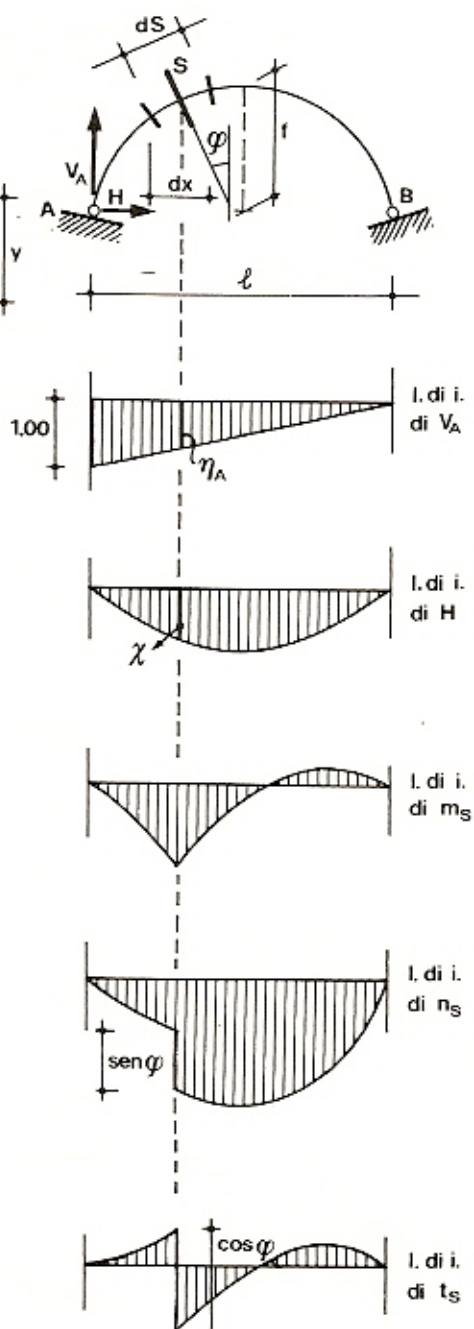
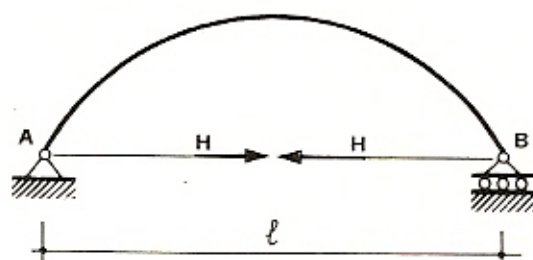
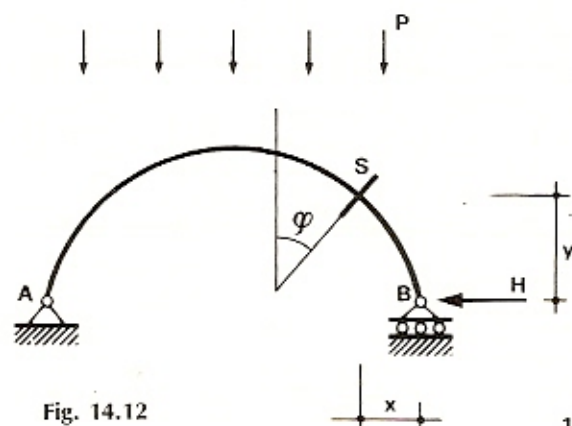
$$H \cdot u' - u_0 = - \frac{H \cdot l}{E_t A_t} \quad (14.10)$$

avendo indicato con $E_t A_t$ la rigidità assiale del tirante.

La 14.10 può scriversi:

$$H = \frac{u_0}{u' + \frac{l}{E_t A_t}} \quad (14.11)$$

e si vede come, all'aumentare della deformabilità del tirante, H si riduca, cioè la struttura tenda verso il comportamento di trave semplicemente appoggiata.



14.5 - LA CADUTA DI SPINTA

Si supponga di costruire un arco la cui linea d'asse coincida perfettamente con la curva delle pressioni dei carichi permanenti.

Valgono allora le 14.4 e in tutte le sezioni vi sarebbero solo sforzi normali $N_s = H_{3c}/\cos\varphi$, avendo indicato con H_{3c} la spinta che si avrebbe nell'arco se fosse a tre cerniere.

Questi sforzi normali provocano una deformazione assiale dei singoli conci dell'arco, supposti di lunghezza ds , pari a:

$$-\frac{H_{3c}}{\cos\varphi} \cdot \frac{ds}{EA} \quad (14.12)$$

e quindi una deformata complessiva della struttura come indicato in figura 14.15 ove risulta

$$\Delta l = - H_{3c} \int_{\text{arco}} \frac{ds}{EA} \quad (14.13)$$

Per il rispetto dei vincoli deve allora nascere una forza ΔH che, per la 14.8, vale

$$\Delta H = - H_{3c} \frac{\int \frac{ds}{EA}}{u'} \quad (14.4)$$

e quindi è di segno opposto alla H_{3c} .

Ciò vuol dire che in un arco a due cerniere si ha sempre una riduzione della spinta, rispetto all'arco a tre cerniere corrispondente, dovuta all'accorciamento elastico dell'arco provocato dallo sforzo normale. Se infatti si trascura la deformabilità assiale dell'arco il numeratore della 14.14 è nullo e quindi $\Delta H = 0$.

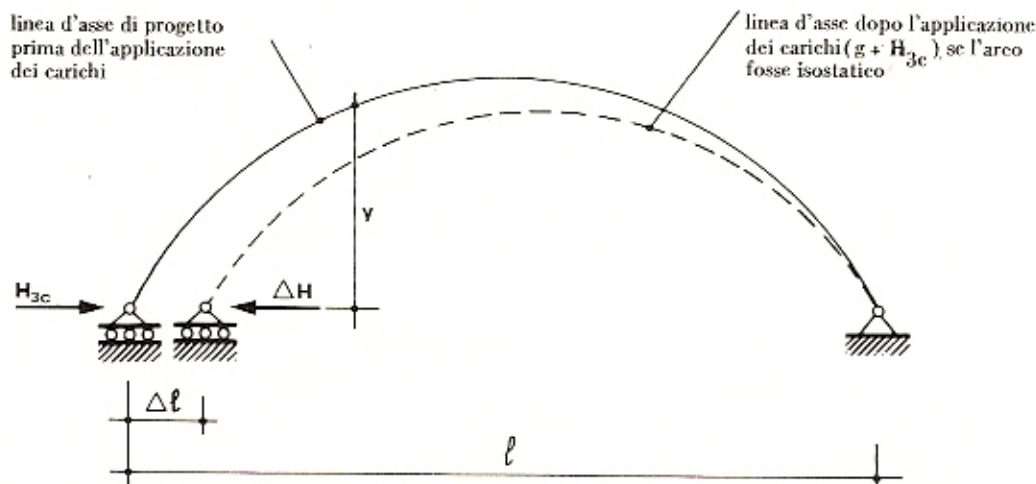


Fig. 14.15

Come conseguenza della caduta di spinta si hanno momenti flettenti provocati dai carichi permanenti anche nel caso ideale in cui la linea d'asse sia stata scelta perfettamente coincidente con il poligono funicolare di questi carichi. Nella generica sezione di ordinata y questo momento vale

$$M_g = - \Delta H \cdot y \quad (14.15)$$

e quindi, tenuto conto del segno di ΔH , si tratta sempre di momenti positivi, cioè che tendono le fibre inferiori dell'arco.

La caduta di spinta è tanto maggiore quanto più l'arco è ribassato, cioè quanto minore è il rapporto freccia-luce. I suoi effetti negativi possono essere in parte compensati progettando la linea d'asse volutamente diversa dalla curva delle pressioni dei carichi permanenti in modo da avere inizialmente momenti negativi opposti a quelli espressi dalla 14.15.

Un'altra possibilità è quella di disporre martinetti piatti nella chiave dell'arco in modo da fornire la forza ΔH dall'esterno.

In questa ipotesi peraltro, nel caso si tratti di calcestruzzo, bisognerà tenere conto della viscosità che tenderà a ridurre nel tempo gli effetti benefici di questo intervento.

14.6 - L'ARCO-INCASTRATO

Si può procedere come per l'arco a due cerniere. In questo caso si avrebbero tre incognite e la 14.8 diverrebbe un sistema:

$$\{x\} \cdot [u] = \{u_0\} \quad (14.16)$$

essendo $[u]$ una matrice 3×3 .

Qualora però si scelga il sistema principale di figura 14.16, ove il punto O coincide con il baricentro dei pesi elastici dei singoli conci definiti come

$$d w = ds/E \quad (14.17)$$

allora si dimostra che della matrice $[u]$ rimangono solo i termini sulla diagonale: ciò significa che ciascuna forza x provoca solo lo spostamento ad essa corrispondente.

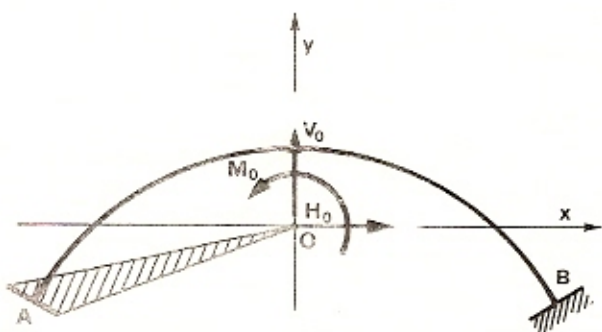


Fig. 14.16

Il sistema 14.16 si banalizza nelle tre equazioni indipendenti:

$$\begin{aligned} M_o \cdot \theta' &= -\theta_o \\ H_o \cdot u' &= -u_o \\ V_o \cdot v' &= -v_o \end{aligned} \quad (14.18)$$

ove

$$\begin{aligned} \theta' &= \int dw \\ u' &\approx \int y^2 dw + \int \cos^2 \varphi (ds/EA) \\ v' &\approx \int x^2 dw + \int \sin^2 \varphi (ds/EA) \end{aligned} \quad (14.19)$$

Calcolate con le 14.18 le incognite iperstatiche riferite al centro elastico, si potranno facilmente ricavare le sollecitazioni in qualsiasi sezione dell'arco. In particolare nella sezione di incastro A si avrà:

$$M_A = -M_o - H_o \cdot y_A + V_o \cdot x_A; \quad H_A = H_o; \quad V_A = V_o$$

La scelta del sistema di figura 14.16 può risultare, in alcuni casi, molto efficace. Se per esempio si vogliono calcolare le sollecitazioni provocate da una variazione uniforme di temperatura, Δt , basta notare che la deformata in un arco incastrato in B e libero in A è quella di figura 14.17: la sezione A si sposta parallelamente ad x senza ruotare e senza spostamenti verticali. Ciò vuol dire che in

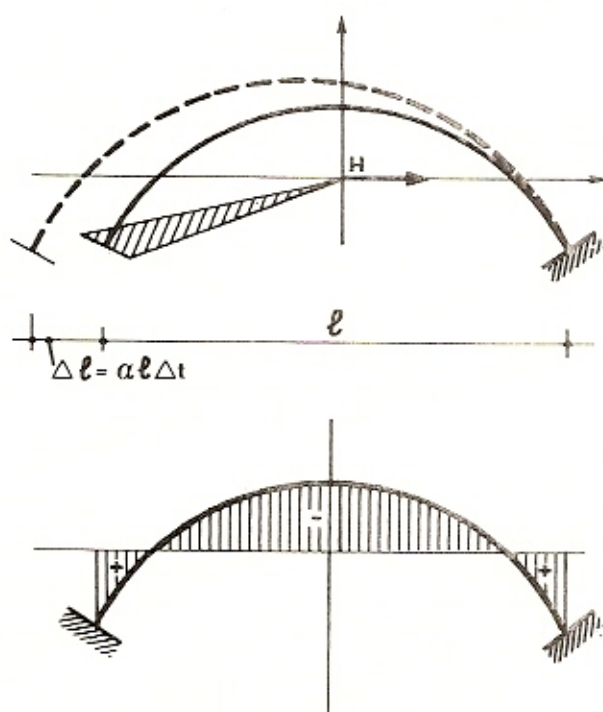


Fig. 14.17

O dovrà avervi la sola H il cui valore è:

$$H = \frac{\alpha \cdot I \cdot \Delta_t^{(+)}}{u'} \quad (14.20)$$

In ciascuna sezione dell'arco poi, il momento varrà

$$M = - H \cdot y \quad (14.21)$$

e quindi la stessa linea d'asse dell'arco, a meno di H , ci fornisce il diagramma dei momenti cercato.

La 14.20 è utilizzabile anche per il calcolo delle sollecitazioni provocate dal ritiro e dall'accorciamento elastico dell'arco dovuto alla deformazione assiale. In particolare la caduta di spinta, nel caso di archi costruiti con la linea d'asse coincidente con il poligono funicolare dei carichi permanenti, varrà:

$$\Delta H = - H_{3c} \frac{\int \frac{ds}{EA}}{u'} \quad (14.22)$$

e provocherà momenti positivi in chiave e negativi alle imposte. Si noti infine che questi risultati coincidono con quelli trovati per l'arco a due cerniere. Infatti in questo caso il centro elastico si trova sulla congiungente le due cerniere poiché esse hanno peso elastico infinito ($J = 0$).

14.7 - CENNI ALLA TEORIA DEL 2° ORDINE

Nel caso di grandi archi ribassati (rapporto freccia-luce piccolo) lo sforzo assiale dovuto ai carichi permanenti è molto grande per cui all'intervento dei carichi accidentali, pur avendosi spostamenti piccoli, nascono momenti del 2° ordine non trascurabili, essendo questi momenti il prodotto dello sforzo preesistente per gli spostamenti.

L'arco cioè si trova nella situazione di un'asta compressa soggetta ad una piccola azione laterale: in questo caso l'azione perturbante è costituita dal carico accidentale.

Le analisi sia sperimentali che teoriche condotte su grandi archi hanno tuttavia mostrato che le curve carichi - sollecitazioni sono abbastanza prossime a delle rette pur se con inclinazioni iniziali molto diverse da quelle che si ottengono con la teoria del 1° ordine. Questa differenza poi è tanto più accentuata quanto maggiore è il peso proprio dell'arco.

La figura 14.18 mostra il comportamento di un modello di un arco parabolico a due cerniere per diversi valori del peso proprio (da [3]).

Per quanto sopra quindi è lecito usare un qualsiasi metodo di calcolo che si basi sulla linearizzazione della teoria del 2° ordine.

In particolare si potrà ricorrere ad un processo iterativo calcolando l'arco con la teoria del primo ordine e considerando, oltre ai carichi accidentali, i momenti

$$M = - H_g \cdot v \quad (14.23)$$

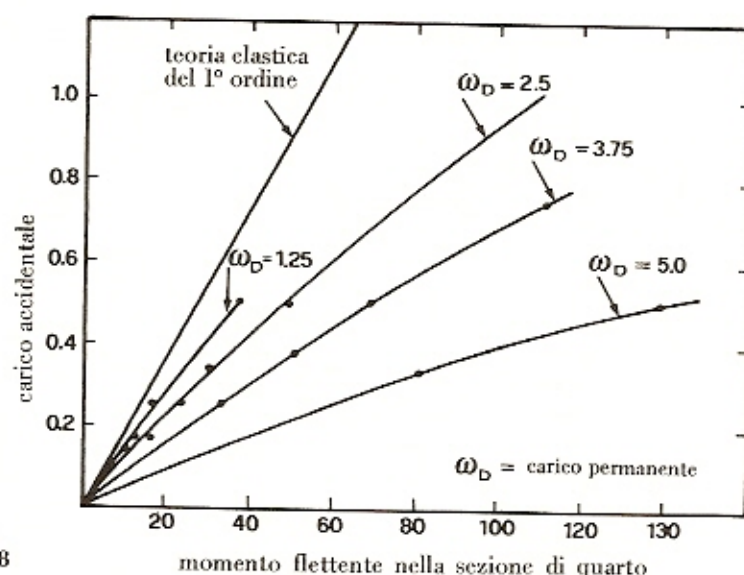


Fig. 14.18

dove H_g è la spinta dovuta ai carichi permanenti, supposta nota, e v è l'abbassamento della generica sezione calcolato nella iterazione precedente.

Il processo potrà arrestarsi quando per due iterazioni successive si otterranno deformate sufficientemente coincidenti.

14.8 - INSTABILITÀ DEGLI ARCHI

Gli archi, essendo strutture prevalentemente compresse, presentano fenomeni di instabilità sia nel loro piano che fuori di esso.

Per la instabilità nel piano dell'arco il carico critico p_{crit} dipende da vari fattori quali la forma dell'arco, la natura dei vincoli, le caratteristiche delle sezioni ecc.

Un certo numero di casi particolari sono stati risolti da S. P. Timoshenko e J. M. Gere [4], che forniscono il carico critico nella forma

$$p_{cr} = \gamma \frac{E J_x}{l^2} \quad (14.24)$$

essendo EJ_x la rigidezza flessionale nel piano dell'arco della sezione di chiave, l la luce e γ un parametro tabellato per i vari casi studiati.

Uno di questi che approssima abbastanza bene quelli reali è l'arco parabolico con carico uniformemente ripartito.

In questo caso il valore critico della spinta vale

$$H_{crit} = C_1 \frac{E J}{l^2} \quad (14.25)$$

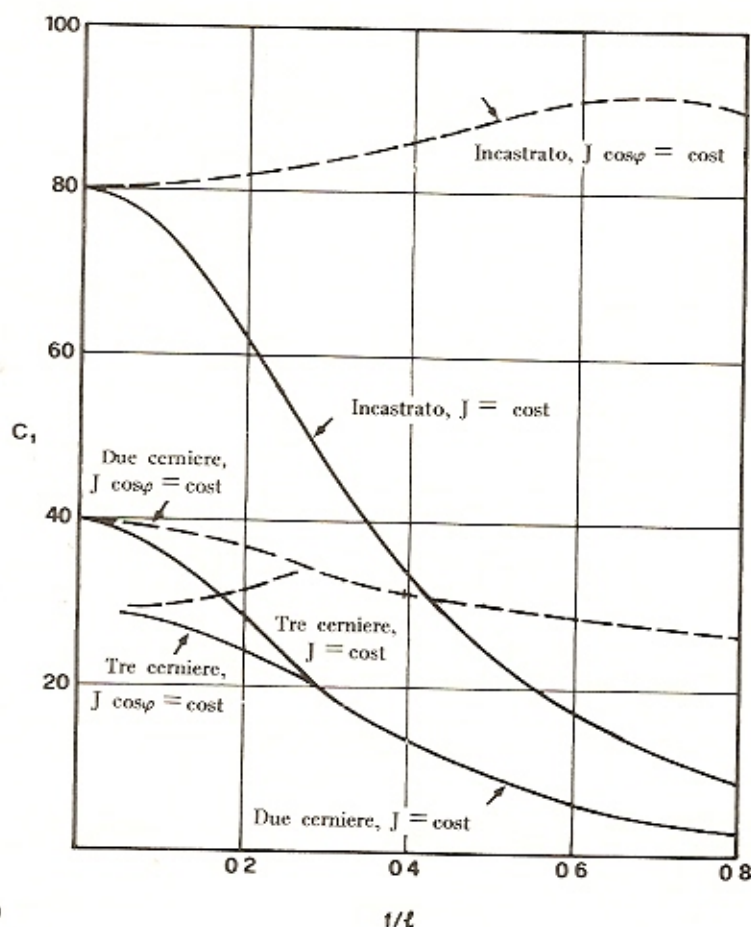


Fig. 14.19

essendo C_1 un coefficiente diagrammato in figura 14.19 in funzione di f/l per i tre tipi di arco visti (tre cerniere, due cerniere e arco incastrato) e per i due casi di momento di inerzia costante e momento di inerzia variabile con la legge:

$$J \cdot \cos \varphi = J_{\text{chiave}}$$

Noto H_{crit} si calcolerà immediatamente il p_{crit} ricordando che nel caso in esame si ha

$$p_{\text{crit}} = \frac{H_{\text{crit}} \cdot l^2}{8 f} \quad (14.26)$$

Per la stabilità fuori del piano dell'arco, un criterio approssimato di calcolo può essere quello di assimilare la struttura reale ad un arco parabolico caricato con carichi uniformemente distribuiti sulla orizzontale ed avente sezioni le cui aree variano secondo la legge $A = A_c / \cos \varphi$ (A_c = area della sezione in chiave).

In questo caso il valore critico della spinta H coincide con il carico critico di un'asta incernierata agli estremi avente una sezione trasversale con raggio di inerzia pari a quello della sezione di quarto dell'arco e lunghezza

$$l_0 = \beta l \quad (14.27)$$

β è un coefficiente che dipende dal ribassamento, f/l , e dalla legge di variazione del momento di inerzia J_y (relativo alla flessione fuori del piano) delle sezioni dell'arco.

Per i casi semplici $J_y = \text{cost}$ e $J_y \cdot \cos\varphi = \text{cost}$, i valori di β sono dati nella seguente tabella.

Valori di β per archi parabolici con carico uniformemente distribuito sulla orizzontale					
f/l	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4
$J_y = \text{cost}$	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07
$J_y \cos\varphi = \text{cost}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86

Nel caso in cui i montanti che sorreggono l'impalcato possano disporsi obliquamente, i valori di β vanno opportunamente corretti poiché questo effetto è instabilizzante per i ponti a via superiore mentre è stabilizzante per i ponti con impalcato sospeso all'arco (casi a e b di figura 14.20).

Per questo motivo viene consigliato di moltiplicare β per un coefficiente correttivo che vale

$$\begin{array}{ll} \text{caso a)} & 1 + 0,45 p'/p \\ \text{caso b)} & 1 - 0,35 p'/p \end{array} \quad (14.28)$$

essendo p' la quota parte del carico trasmessa dall'impalcato rapportata al carico totale p .

14.9 - SISTEMI COLLABORANTI ARCO-TRAVE

Qualora nell'impalcato non esistano giunti la rigidezza flessionale dello stesso non è più trascurabile, specie per luci medio-piccole, ed i carichi esterni vengono portati parte dalla trave e parte dall'arco.

I sistemi collaboranti vengono impiegati sia nel caso di strutture metalliche nei ponti tipo Langer (figura 14.21 (a)) sia nel caso di c.a. (figura 14.21 (b)). Questi ultimi furono impiegati principalmente da Maillart per cui portano a volte il nome di questo famoso Progettista svizzero. [5]

Gli schemi visti sono stati impiegati anche per rinforzare, con l'aggiunta dell'arco, vecchie travate non adatte a sopportare carichi accidentali di accresciuta intensità rispetto a quella di progetto.

Il calcolo può condursi in modo esatto trattando la struttura nel suo complesso come un telaio piano ed impiegando un qualsiasi programma di calcolo automatico. Risulta tuttavia utile ai fini didattici esaminare alcuni metodi di calcolo approssimato per i quali si fanno le seguenti ipotesi:

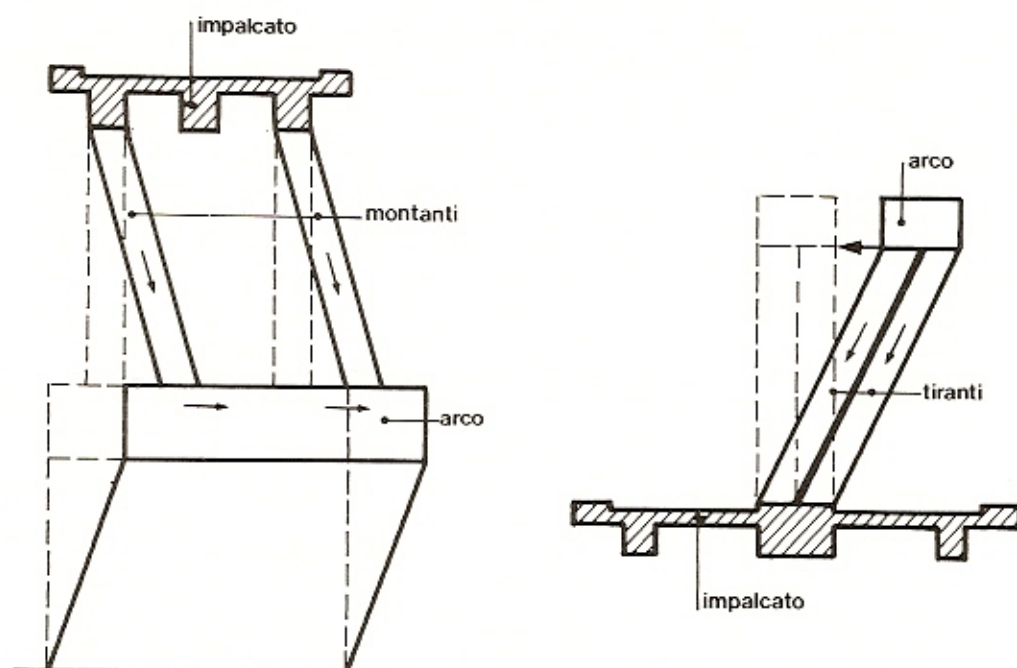


Fig. 14.20

- La distanza dei montanti è piccola rispetto alla luce l del ponte, in modo da poter considerare una distribuzione continua (a "cortina") dei montanti stessi.
- I montanti sono incernierati alle estremità, ovvero infinitamente flessibili rispetto alla trave, così da poter trascurare i momenti flettenti da essi assorbiti.
- Punti dell'arco e della trave corrispondenti sulla stessa verticale subiscono eguali abbassamenti v ; ciò equivale a trascurare la deformazione assiale dei montanti nonché gli spostamenti orizzontali dei punti della volta rispetto alle frecce di inflessione.
- La trave irrigidente ha momento di inerzia costante. Qualora tale ipotesi non sia verificata, è lecito assumere nei calcoli un momento di inerzia medio senza che per questo la distribuzione delle sollecitazioni nella struttura venga sensibilmente alterata.

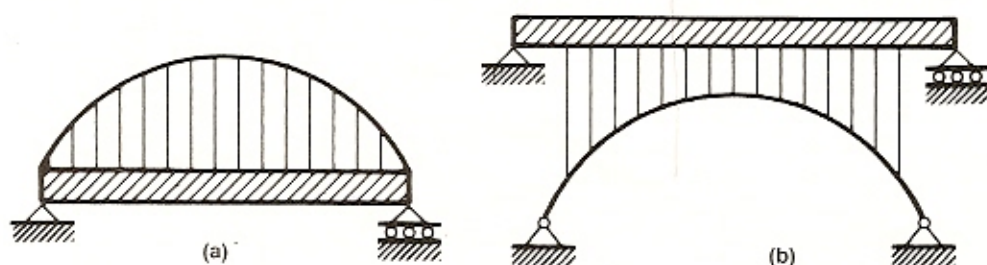


Fig. 14.21

Queste ipotesi sono comuni ad entrambi i metodi di calcolo che si espongono qui appresso.

a) *Caso di arco sottile*

Oltre a quelle viste, si fa l'ipotesi di arco infinitamente flessibile (volta) rispetto alla trave.

Questo metodo si potrà chiaramente applicare per volte molto sottili e comunque porterà a sottovalutare le sollecitazioni nell'arco poiché si trascurano le sollecitazioni di flessione, mentre la valutazione delle tensioni nella trave è in eccesso.

La impossibilità da parte dell'arco di assorbire momenti flettenti fa sì che il sistema di forze ripartite che gli vengono trasmesse dai montanti abbia come poligono funicolare la linea d'asse dell'arco, qualsiasi sia il carico esterno.

Così, ad esempio, se l'arco è conformato secondo una parabola del secondo ordine esso potrà sopportare solo un carico uniformemente ripartito pari a

$$p = -H \cdot y'' = \text{cost}$$

il quale, cambiato di segno, agirà anche sulla trave irrigidente insieme ai carichi esterni.

In figura 14.22 è riportato l'andamento dei momenti flettenti nella trave irrigidente per un carico concentrato in mezzeria.

L'ipotesi di arco flessibile comporta che il sistema ha una sola iperstatica in più rispetto a quelle che competono alla trave considerata a sé stante. In particolare nel caso di trave semplicemente appoggiata si ha una unica incognita che può essere assunta pari alla spinta orizzontale H nell'arco (figura 14.23).

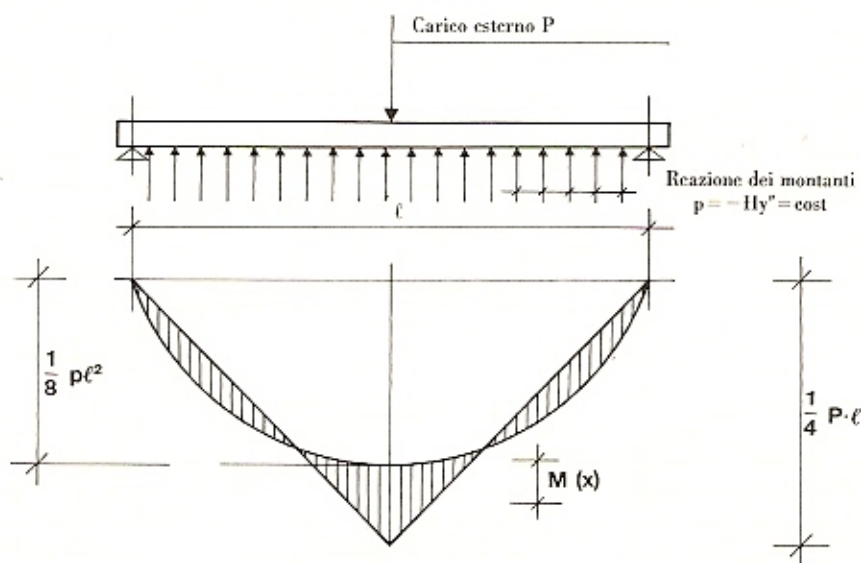


Fig. 14.22

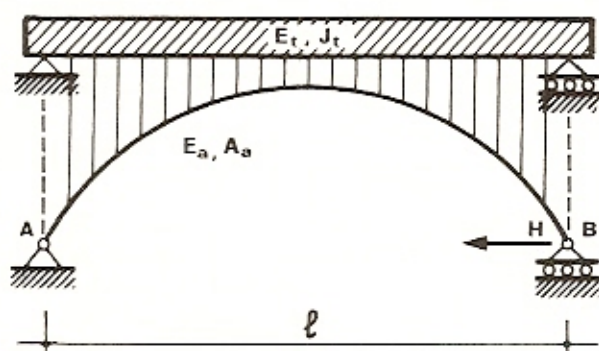


Fig. 14.23

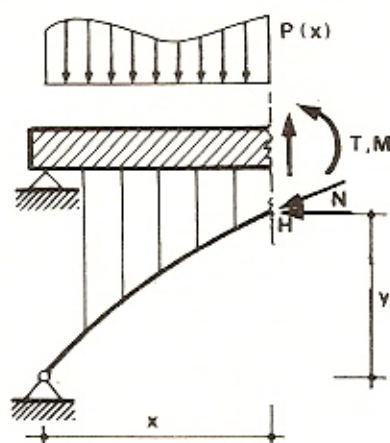


Fig. 14.24

Per una qualsiasi condizione di carico l'equilibrio di una parte del sistema (figura 14.24) porta all'equazione:

$$M(x) = m(x) - H \cdot y \quad (14.29)$$

con

$M(x)$ = momento flettente nella trave irrigidente;

$m(x)$ = momento di tutte le forze verticali che precedono la sezione x , coincidente con quello che si ha in una trave poggiata di pari luce.

Per calcolare l'incognita H bisognerà al solito scrivere la condizione di congruenza (per l'estremo B di figura 14.23) che risulterà formalmente eguale alla 14.8.

In questo caso u' conterrà una parte che tiene conto della deformabilità flessionale della sola trave ed una parte che considera la deformabilità assiale del solo arco.

Si dimostra facilmente che si ha:

$$H = \frac{\int_{trave} m(x) \frac{dx}{E_t \cdot J_t}}{\int_{trave} y^2 \frac{dx}{E_t \cdot J_t} + \int_{arco} \frac{ds}{\cos^2 \varphi E_a A_a}} \quad (14.30)$$

Nel caso di ponti a via inferiore al denominatore della 14.30 andrà aggiunto il termine

$$\frac{l}{E_t \cdot A_t}$$

che tiene conto della deformabilità assiale della travata-tirante. Nota la H , dalla 14.29 si ha direttamente il diagramma dei momenti flettenti nella trave e, derivando rispetto a x , quello dello sforzo di taglio per la condizione di carico in esame. Nell'arco si ha solo sforzo normale pari a $H/\cos \varphi$.

Per quello che riguarda i carichi permanenti g bisogna distinguere le modalità di costruzione.

Se la trave viene costruita sull'arco già disarmato deve risultare per definizione:

$$M_g(x) = m_g - H_g \cdot y = 0 \quad (14.31)$$

La trave cioè non ha momenti flettenti provocati dal carico permanente, che viene portato integralmente dall'arco. In questo caso, peraltro, si hanno grossi rischi di instabilità dell'arco nella fase iniziale, quando la travata non ha ancora acquistato la rigidità flessionale definitiva. Bisogna inoltre che l'arco sia rigorosamente conformato secondo il poligono funicolare dei pesi propri.

Se invece la travata viene costruita sull'arco ancora puntellato, il peso proprio di questa interesserà, all'atto del disarmo, la struttura collaborante nella sua configurazione finale, cioè una volta iperstatica.

In questo caso, procedendo in modo del tutto analogo a quanto visto per l'arco a due cerniere, nasce una caduta di spinta pari a:

$$\Delta H = - H_g \frac{\int_{\text{arco}} \frac{ds}{\cos^2 \varphi E_a A_a}}{\int_{\text{trave}} \frac{y^2 dx}{E_t J_t} + \int_{\text{arco}} \frac{ds}{\cos^2 \varphi E_a A_a}} \quad (14.32)$$

e quindi nella trave irrigidente si avranno momenti flettenti pari a

$$M_g(x) = - \Delta H \cdot y \quad (14.33)$$

La 14.29 vale nel caso si accetti la teoria elastica del 1° ordine. Qualora invece non si trascuri l'abbassamento v della generica sezione dell'arco (o della trave) rispetto a y , si ha (figura 14.25):

$$M(x) = m(x) - H(y - v) \quad (14.34)$$

e si vede che in questo caso gli effetti del 2° ordine portano ad un aumento delle sollecitazioni nella trave.

Poiché in questa ipotesi il problema non è lineare, non si può applicare la 14.30 né valgono più le linee di influenza.

La seconda equazione necessaria per calcolare le incognite v ed H viene fornita dalla equazione di congruenza della volta.

I criteri per la risoluzione del sistema di equazioni differenziali a coefficienti variabili cui si perviene possono trovarsi nei testi che trattano dei ponti sospesi (vedi anche per maggiori dettagli [6]).

b) Caso di arco con rigidità flessionale finita

Il metodo di calcolo proposto da M. Ritter [7] è applicabile quando, oltre a tutte le ipotesi dette, si hanno eguali vincoli per l'arco e la trave.

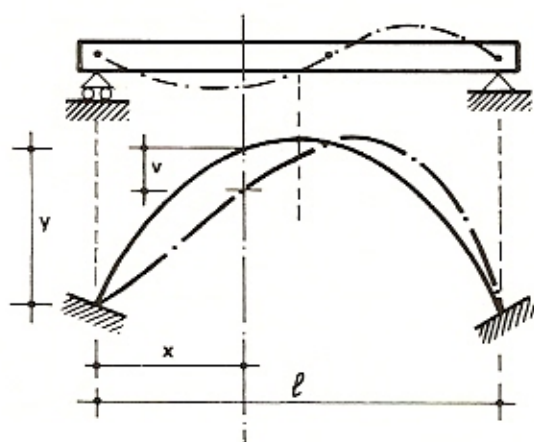


Fig. 14.25

Con queste ipotesi in una qualsiasi sezione gli abbassamenti v_t della trave sono eguali a quelli v_a dell'arco. Ma come è noto se si trascura la deformabilità per taglio risulta:

$$M_a(x) = - E_a J_a \cos \varphi v_a'' \quad (14.35)$$

$$M_t(x) = - E_t J_t v_t''$$

con $M_a(x)$, $M_t(x)$ = momenti flettenti nella generica sezione dell'arco e della trave.

Risulta quindi:

$$\frac{M_a}{E_a J_a \cos \varphi} = \frac{M_t}{E_t J_t} \quad (14.36)$$

cioè detto M il momento complessivo che agisce sulla struttura

$$M = M_a + M_t \quad (14.37)$$

questo si ripartisce in ogni sezione tra arco e trave secondo i coefficienti:

$$r_a = \frac{E_a J_a \cos \varphi}{E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t} \quad r_t = \frac{E_t J_t}{E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t} = 1 - r_a \quad (14.38)$$

Per il calcolo dei momenti complessivi il metodo di Ritter si riconduce ad un arco equivalente avente in ogni sezione l'area eguale a quella dell'arco effettivo e momento di inerzia $\bar{J}$ definito in modo tale che:

$$E_a \bar{J} \cos \varphi = E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t \quad (14.39)$$

Si omette per brevità la dimostrazione della 14.39 per la quale si rimanda alla memoria originale già citata (vedi anche [2] di cap. 5).

BIBLIOGRAFIA

- [1] AUTORI VARI: *"Riccardo Morandi - Innovazione - Tecnologia - Progetto"* Gangemi Editore 1991.
- [2] MATHMAT J., VIRLOGELUX M. et al.: *"Le pont en arc sur la Rance"* La Technique Francaise du Beton Precontraint. Pub. AFPC XI Congresso FIP - Hambourg 1990.
- [3] O' CONNOR C.: *"Design of bridge superstructures"* J. Wiley and Sons, New York 1971.
- [4] TIMOSHENKO S.P., GERE J.M.: *"Theory of Elastic Stability"* Mc Graw-Hill, New York 1961.
- [5] BILL M.: *"Robert Maillart, Bridges and Construction"* Architectural Publishers Artemis, Zurich 1969.
- [6] PETRANGELI M.P.: *"Un metodo di calcolo dei ponti ad arco sottile basato sulla teoria elastica del 2° ordine"* Giornale del Genio civile, Marzo 1969.
- [7] RITTER M.: *"L'arco incastrato con trave irrigidente"* Memories AIPC 1940-41.

15.1 - CENNI STORICI

L'impiego di funi inclinate per sorreggere una trave rettilinea è antichissimo potendosi citare ad esempio le navi egiziane che avevano il picco superiore della vela sorretto da una serie di funi vegetali: gli stralli.

Nel campo dei ponti le origini sono probabilmente da ricercarsi nei ponti levatoi dei castelli medievali che erano sorretti da catene. Il primo esempio di realizzazione di cui si ha notizia in occidente è una passerella pedonale di 33,5 m di luce costruita nel 1817 in Inghilterra, anche se fin dal 1617 si ha una interessante proposta del geniale architetto Faustus Verantius per un ponte sorretto da una catena disposta secondo una parabola più altre catene parallele inclinate (figura 15.1).

Il primo studio teorico sui ponti strallati fu probabilmente quello di C.J. Löschner di Friburgo nel 1784, autore anche di un progetto di struttura in legno (figu-

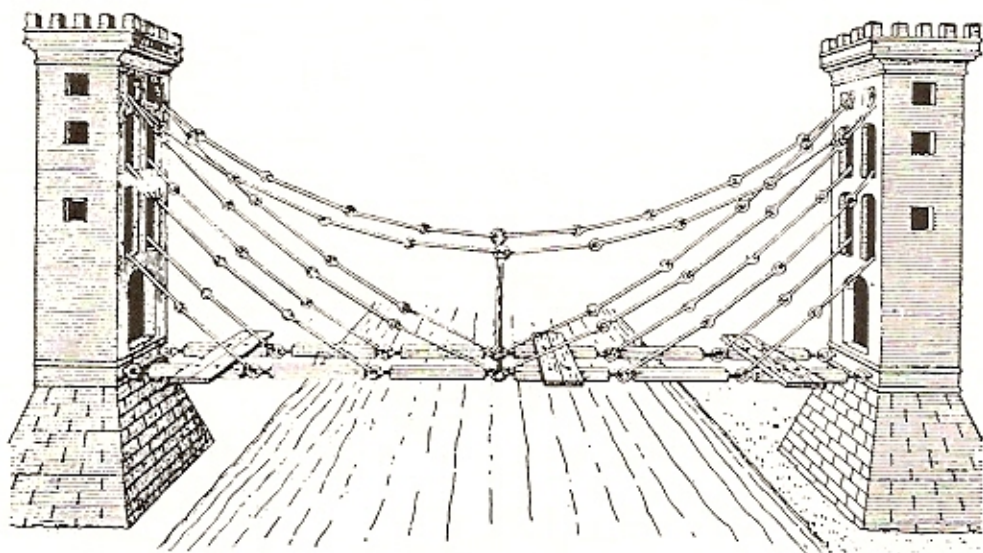


Fig. 15.1

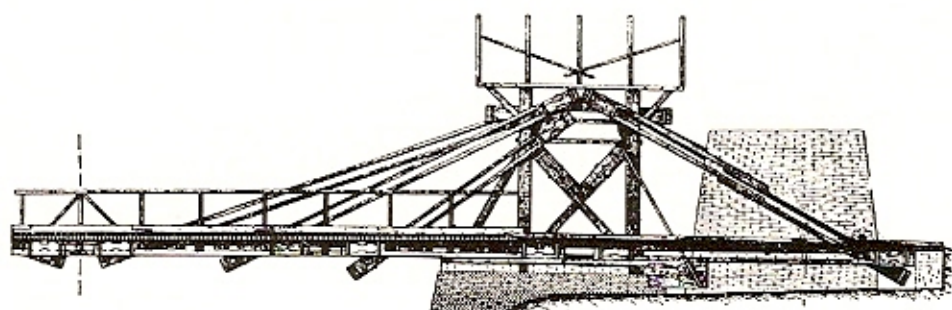


Fig. 15.2 Ponte in legno descritto da Löscher - 1784.

ra 15.2), mentre un'altra proposta di sostenere l'impalcato con barre di acciaio inclinate ed ancorate ad una torre venne dal francese Poyet nel 1821. [1]

Le origini dei ponti strallati moderni sono quindi antiche almeno quanto quelle dei ponti sospesi, anche se questi ultimi si sono enormemente diffusi nell'Ottocento e nei primi del Novecento mentre i ponti strallati sono rimasti praticamente congelati fino al 1950 circa.

Ciò fu dovuto al crollo del ponte dell'abbazia di Dryburgh, sul fiume Tweed in Scozia, di 79 m di luce.

Il collasso, provocato da un forte vento pochi mesi dopo la costruzione (15 Gennaio 1818), fu analizzato da Navier che in un celebre rapporto decretò l'inaffidabilità di questo schema statico e la superiorità dei ponti sospesi. [2]

Purtroppo i fatti parvero dargli ragione poiché nel 1824 vi fu il crollo di un'altro ponte strallato di 78 m di luce, sul fiume Saale in Germania, dovuto al sovraccarico eccessivo della folla che assisteva ad una regata: vi furono 50 vittime e ciò rese ancora più grave l'insuccesso.

A parte alcuni cospicui esempi (il ponte Whealing sopra il fiume Ohio del 1846 ed il ponte ferroviario sopra il Niagara del 1855) dovuti al grande Progettista Roebling, il quale evidentemente operando negli Stati Uniti non risentiva dei condizionamenti negativi del rapporto di Navier, bisogna arrivare al 1955 per trovare il primo ponte strallato della nuova generazione: lo Strömsund, in Svezia, progettato da Dischinger con una campata centrale metallica di 183 m sorretta da 4 stralli. [3]

Il diffondersi di questi ponti, inizialmente tutti in acciaio, si ebbe intorno agli anni '60 in Germania quando fu necessario ricostruire un grande numero di attraversamenti del Reno distrutti dalla guerra. Le esigenze di navigabilità imponevano luci libere di 150 ÷ 300 m e questo schema si rivelò il più competitivo.

Ciò anche perché esso permette la costruzione a sbalzo senza bisogno di sostegni intermedi in quanto l'impalcato viene progressivamente sorretto dagli stralli.

Attualmente i ponti strallati in acciaio vengono ritenuti i più competitivi per le luci medie, 200 ÷ 400 m, ma sono già oggi in costruzione due ponti con luce superiore ad 800 m: il ponte di Normandia in Francia ed il Tataro in Giappone.

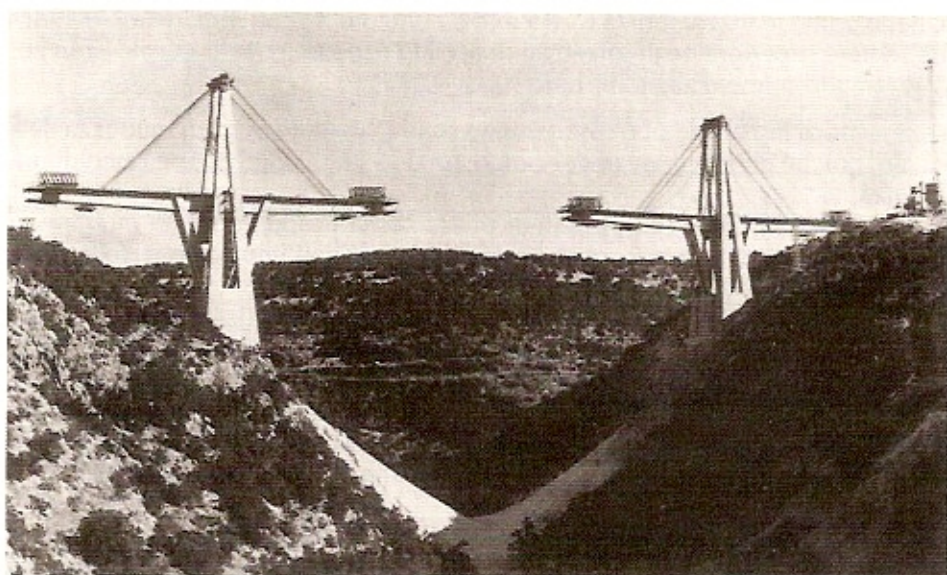


Fig. 15.3 Ponte sul Wadi el Kuf in Libia (Morandi).

Ciò sembrerebbe dare ragione a chi sostiene la superiorità dei ponti strallati anche per luci di $1000 \div 1500$ m in quanto essi sono meno deformabili e meno soggetti a fenomeni di instabilità aereoelastica rispetto ai ponti sospesi, unico schema finora impiegato sulle grandi luci. [4]

Nel campo dei ponti strallati in calcestruzzo va citato come primo esempio il ponte canale progettato da Torroja a Tempul, in Spagna, che risale al 1925.

Una ampia diffusione di questi ponti in c.a.p. è venuta dal 1960 in poi ad opera del grande Progettista italiano R. Morandi ([1] di cap. 14) a cui si devono le più interessanti realizzazioni in questo settore (figura 15.3).

Nel campo del precompresso i ponti strallati appaiono oggi competitivi nell'ambito delle luci medie, cioè $150 \div 300$ m, pur avendosi già realizzazioni con luci fino a 400 m.

15.2 - DISPOSIZIONE GENERALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

È possibile una grandissima varietà di schemi a seconda della disposizione degli stralli, della forma delle antenne, della sezione dell'impalcato e della disposizione dei vincoli.

15.2.1 - Numero degli stralli

In linea generale si può dire che i ponti strallati moderni tendono ad avere un numero molto elevato di stralli il cui interesse longitudinale è passato da $30 \div 50$

m, nelle prime realizzazioni, a $6 \div 15$ m nei ponti più recenti, rimanendo comunque sempre superiore negli impalcati di acciaio rispetto a quelli in calcestruzzo.

Il grande numero di stralli offre molti vantaggi:

a) la travata di impalcato può essere molto sottile, al limite priva di rigidità flessionale, poiché gli effetti locali del carico, tra due stralli contigui, perdono di importanza;

b) gli stralli sono più piccoli e quindi più facili da trasportare e da montare. Si riducono inoltre le forze concentrate all'attacco dell'impalcato e delle torri, punti di per sé critici;

c) è facile sostituire gli stralli in esercizio qualora ciò si rendesse necessario per invecchiamento naturale o per cause accidentali.

Con stralli molto ravvicinati la sostituzione può avvenire addirittura senza chiudere il ponte al traffico;

d) sono facilitate le operazioni di costruzione in quanto ogni uno o due conci di impalcato si mette in opera uno strallo e quindi la parte che deve reggersi a sbalzo è molto limitata.

In alcuni casi si è arrivati a disporre uno strallo provvisorio alla estremità della attrezzatura di varo in modo da non avere mai l'impalcato a sbalzo. [5]

15.2.2 - Disposizione longitudinale degli stralli e dei vincoli

Gli schemi tradizionali sono quelli a "ventaglio" e ad "arpa" mentre nei ponti più recenti è frequente il tipo misto (figura 15.4).

Lo schema a ventaglio è teoricamente più conveniente in quanto l'antenna è prevalentemente compressa. Inoltre tutti gli stralli sono rinvii da un unico punto che è collegato al suolo dal cavo di ormeggio e quindi può subire spostamenti limitati.

Viceversa nello schema ad arpa gli stralli inferiori hanno una efficacia ridotta in quanto i punti di attacco all'antenna subiscono spostamenti a causa della deformabilità delle travi di riva; ciò provoca inoltre azioni flessionali nell'antenna assenti nello schema a ventaglio.

Lo schema ad arpa ha però il vantaggio di avere gli attacchi dei cavi alla travata tutti eguali, al contrario di quanto avviene nello schema a ventaglio.

Per quest'ultimo poi si hanno problemi di spazio dovuti all'arrivo di tutti i cavi in un unico punto dell'antenna, ove nascono inoltre pericolose concentrazioni locali di sforzi.

Per questi motivi nei ponti recenti, come già detto, si adotta la disposizione mista.

Naturalmente quando l'andamento del terreno lo permette risulta molto conveniente ancorare tutti gli stralli di riva al suolo, migliorando così le prestazioni degli stralli nella campata centrale (figura 15.5).

L'altezza delle torri è in genere superiore nello schema ad arpa.

Un parametro caratteristico dei ponti a fune (sospesi o strallati) è la "snellezza" definita come il rapporto tra l'altezza delle torri, misurata dall'impalcato, e la luce della campata principale.

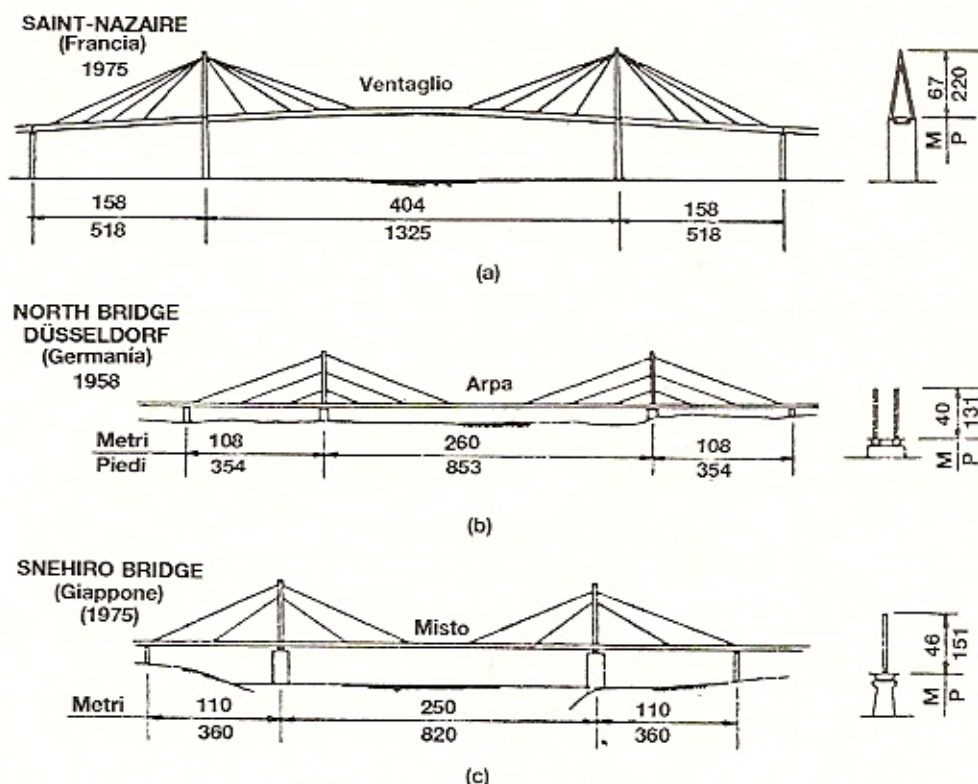


Fig. 15.4 Esempi di disposizione degli stralli.

La figura 15.6 tratta da [8] fa vedere come la quantità complessiva dei cavi, π , sia fortemente influenzata da questo rapporto.

In figura è indicata anche la zona entro cui si collocano la maggior parte dei ponti strallati fin qui costruiti.

Come si vede essi hanno torri sensibilmente più alte (circa il doppio) di quelle dei ponti sospesi la cui snellezza media può collocarsi intorno ad $1/10$.

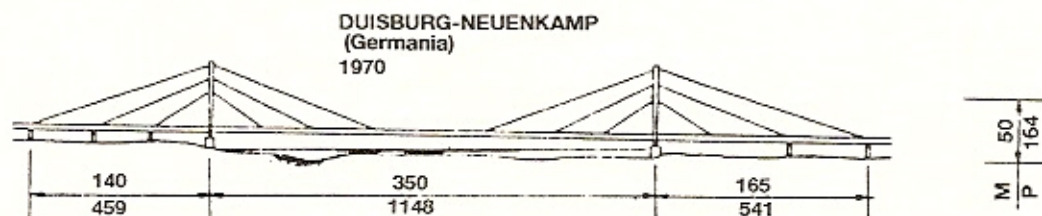


Fig. 15.5 Esempio di ponte con stralli di riva ancorati.

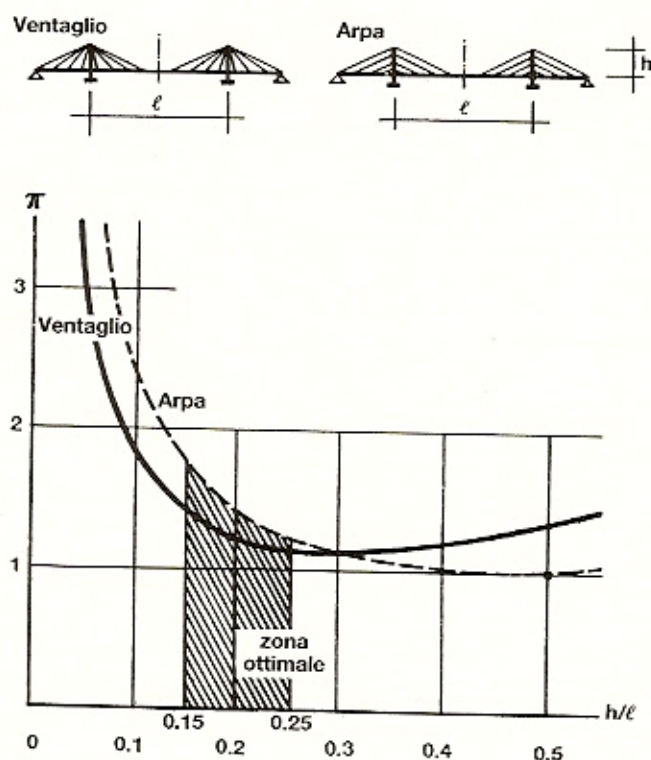
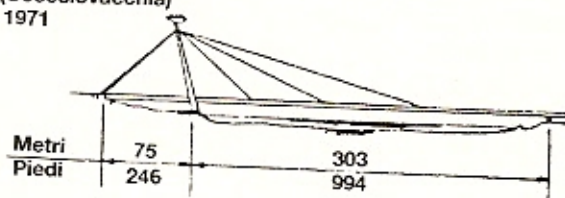


Fig. 15.6 Peso complessivo dei cavi in funzione della snellezza.

BRATISLAVA BR.
(Cecoslovacchia)
1971



KNIEBRÜCKE
DÜSSELDORF
(Germania)
1969

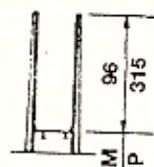
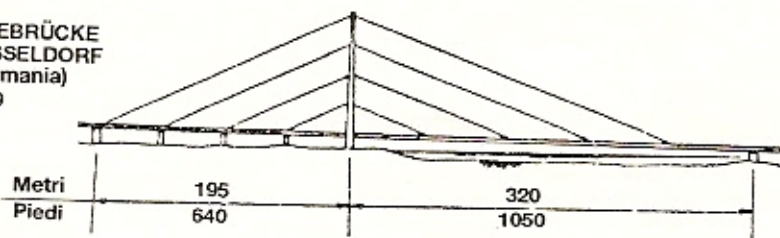
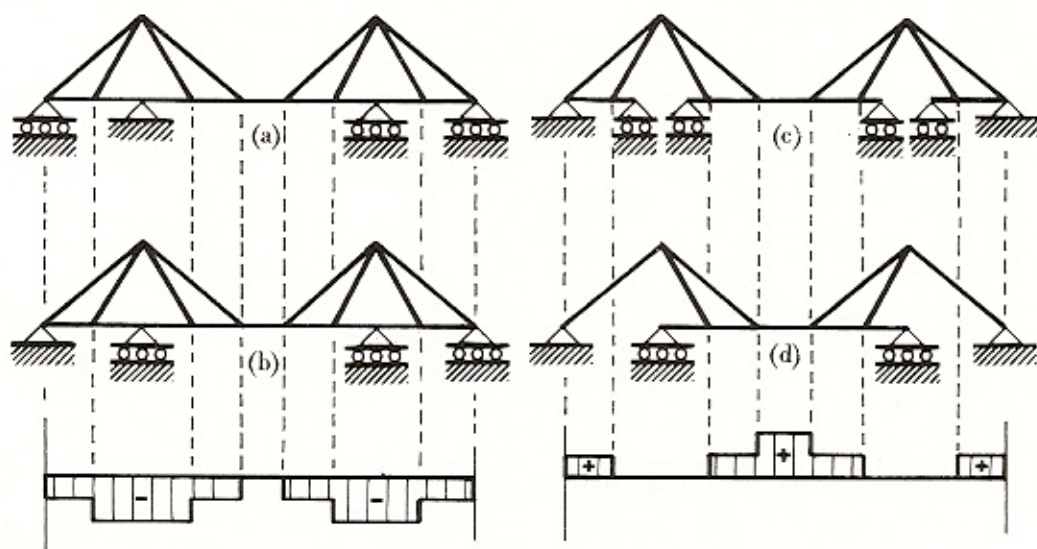


Fig. 15.7 Esempi di ponti dissimetrici.



Diagrammi degli sforzi assiali nella travata (- compressione; + trazione)

Fig. 15.8

Sempre esaminando lo schema in senso longitudinale si hanno esempi di ponti con due torri o con un'unica torre disposta dissimmetricamente rispetto all'attraversamento (figura 15.7).

Questa seconda scelta è dettata in genere da motivi estetici o da precise esigenze dei terreni di fondazione in quanto è più costosa di quella che, a parità di luce, impieghi due torri.

Di fondamentale importanza risulta la scelta della disposizione dei vincoli in quanto essa influenza i diagrammi degli sforzi assiali nella travata (figura 15.8).

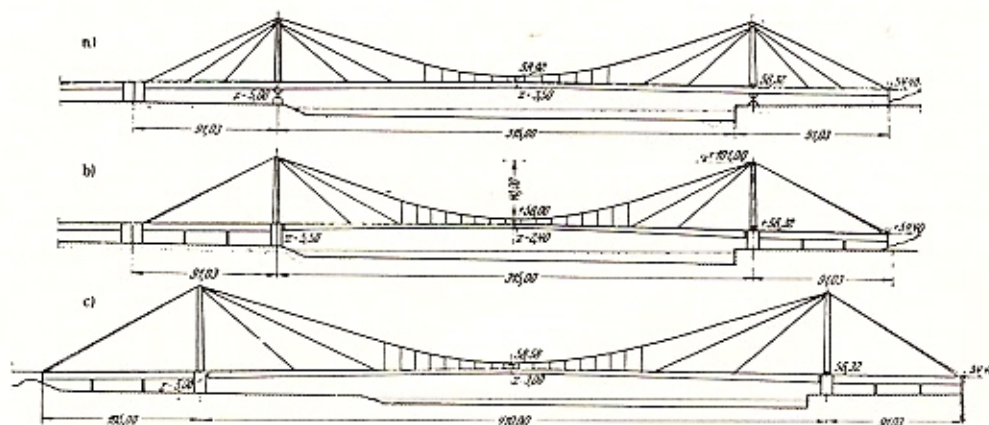


Fig. 15.9



Fig. 15.10 Ponte sulla laguna di Maracaibo (Morandi).

Gli schemi (c) e (d) sarebbero in linea teorica da preferirsi per i ponti metallici poiché, risultando l'impalcato teso, eliminano i pericoli di instabilità (locale e globale) per la travata.

Questi schemi peraltro sono di difficile realizzazione in quanto presuppongono il montaggio del ponte dal centro verso le torri mentre risulta molto più pratico costruire la travata per sbalzi successivi procedendo dalle campate di riva verso il centro.

Uno schema molto interessante, già realizzato dai Francesi su piccole luci ai primi del '900, è quello riproposto da Dischinger nel 1938 (figura 15.9) e nasce dalla fusione di un ponte sospeso con uno strallato a ventaglio⁽¹⁾.

Questo schema avrebbe il vantaggio di permettere la costruzione con le tecniche proprie dei ponti sospesi, cioè senza avere sforzi assiali nella travata in fase di montaggio. In esercizio si avrebbe una minore deformabilità dell'impalcato grazie agli stralli i cui tiri potrebbero fornire una componente orizzontale di trazione (benefica), nell'impalcato stesso.

⁽¹⁾ In realtà questo schema è presente in alcuni vecchi ponti sospesi cui sono stati aggiunti stralli per rinforzarli ed adeguarli ai nuovi carichi. Il più illustre di questi esempi è il ponte di Brooklyn.

Gli schemi fin qui visti sono relativi ad opere che potremmo definire "singole", nel senso che sono composte da una sola luce principale e da due campate di riva (una sola negli schemi dissimmetrici).

Esistono però anche ponti strallati a più luci, per lo più realizzati in c.a.p. Essi sono composti da più moduli formati da una antenna, generalmente a forma di cavalletto per aumentarne la rigidezza nel piano longitudinale, e dall'impalcato con due sbalzi, simmetrici rispetto all'antenna, sorretti dagli stralli.

Questi moduli sono autosufficienti e vengono in genere collegati tra loro da una piccola trave semplicemente appoggiata.

Lo sviluppo di questo schema si deve al già citato R. Morandi che fu il Progettista del primo e più illustre di essi, il ponte sulla laguna di Maracaibo (figura 15.10).

15.2.3 - Disposizione trasversale degli stralli e sezione dell'impalcato

Gli stralli possono essere contenuti tutti in un unico piano verticale oppure in due piani distinti.

Nel primo caso è necessario che la strada abbia uno spartitraffico di larghezza sufficiente per consentire margini di sicurezza adeguati tra i veicoli e le funi.

L'antenna può essere costituita da un unico pilone oppure da una Y rovescia, nel qual caso bisogna che sia rispettata la sagoma limite per il transito dei veicoli (figura 15.11).

Trasversalmente l'impalcato si comporta come due mensole incastrate nel piano medio verticale che contiene gli stralli: questo per quanto riguarda i carichi simmetrici poiché le eventuali dissimmetrie devono essere portate necessariamente per torsione nell'impalcato.

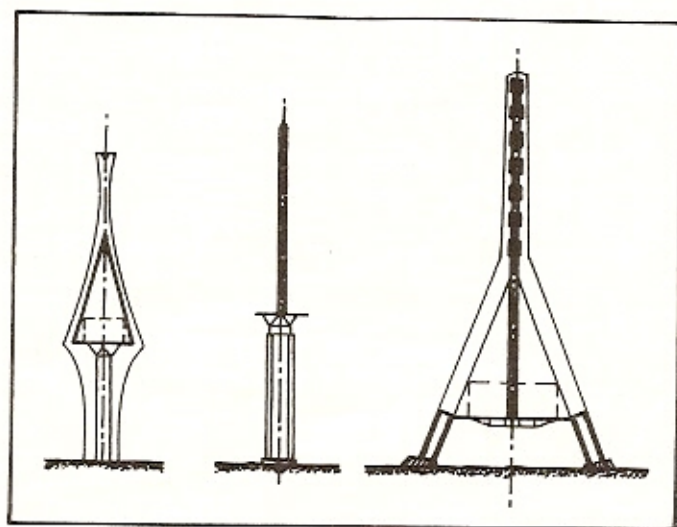


Fig. 15.11 Alcune forme di antenna per stralli in unico piano.

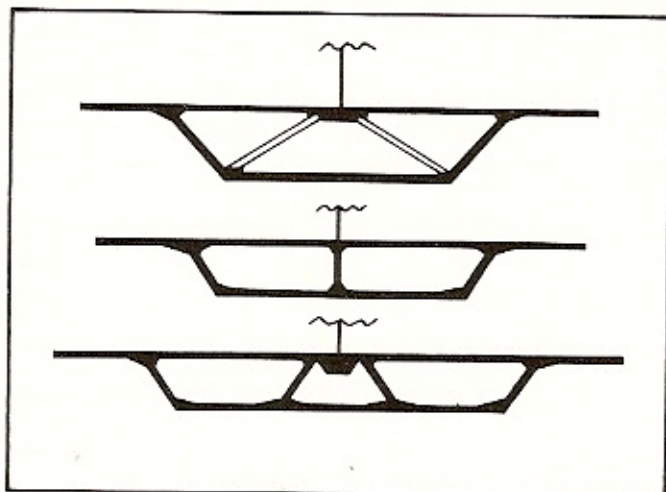


Fig. 15.12 Gli stralli centrali richiedono una sezione di impalcato a cassone.

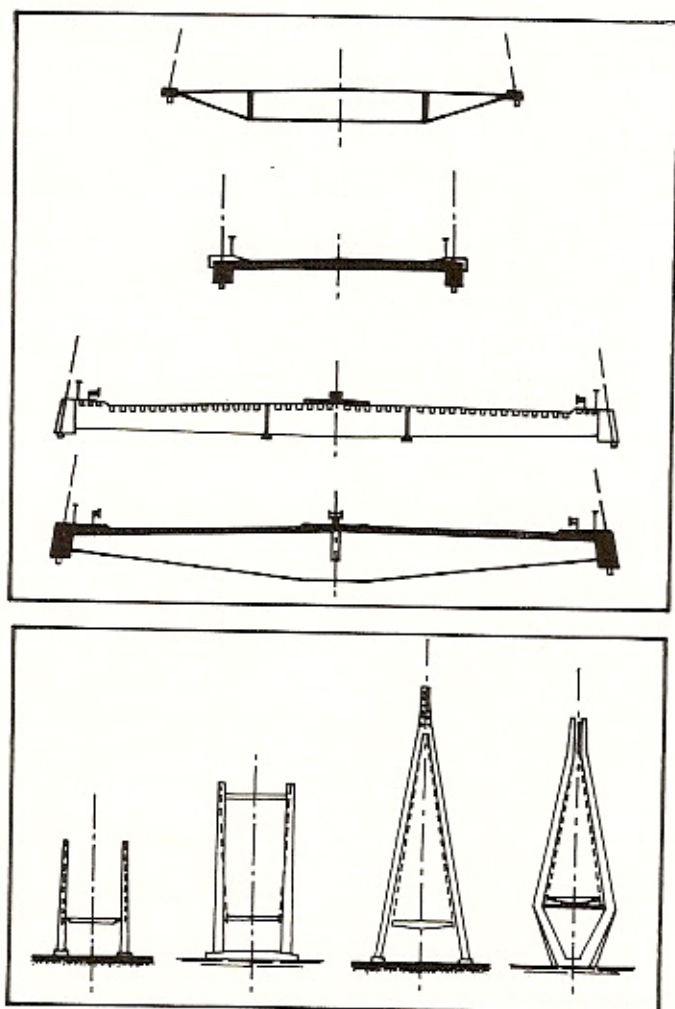


Fig. 15.13 Forme di antenne e sezioni di impalcato per stralli disposti su due piani.

Per questo motivo la disposizione degli stralli in un unico piano richiede necessariamente un impalcato a cassone (figura 15.12).

Nel caso invece di stralli su due piani il comportamento trasversale dell'impalcato è quello di una trave semplicemente appoggiata alle estremità.

La dissimmetria dei carichi accidentali provoca reazioni diverse negli stralli e la sezione di impalcato può essere ancora a cassone ovvero può essere costituita da due travi di bordo, disposte il più possibile sotto gli stralli, collegate da travi trasversali (figura 15.13).

I due piani che contengono gli stralli possono essere verticali (o quasi) ed allora l'antenna deve avere due ritti eventualmente collegati in sommità da un trasverso.

Se i piani convergono in sommità allora l'antenna avrà forma a V rovescia e bisognerà controllare quanto già detto sulla sagoma limite.

15.3 - GLI STRALLI

15.3.1 - Tipi di cavi

I cavi impiegati nell'ingegneria civile, e quindi nei ponti strallati, possono essere raggruppati in due grandi famiglie: quelli costituiti da singoli elementi (fili o trefoli) avvolti a spirale e quelli in cui le unità elementari sono parallele.

15.3.1.1 - Le funi spiroidali

Questi cavi, che nel seguito per brevità chiameremo "funi", possono essere del tipo "chiuso" o "spiroidale aperto".

Nelle funi chiuse i fili esterni hanno una sezione speciale, generalmente a z, che fa sì che ciascuno di essi per effetto dell'avvolgimento eserciti una pressione radiale su quello adiacente. Nelle funi spiroidali aperte, invece, tutti i fili sono circolari, generalmente del diametro di 7,1 mm (figura 15.14).

Le funi spiroidali furono impiegate in tutti i primi ponti strallati mentre ora tendono ad essere sostituite da quelle ad elementi paralleli.

Esse hanno il grande vantaggio di poter essere avvolte in bobine di raggio relativamente contenuto. Ciò ne rende possibile la prefabbricazione in officina complete di guaina e di materiale di riempimento anticorrosivo e quindi il trasporto in cantiere già nella configurazione finale.

Inoltre la loro buona flessibilità e la capacità di sopportare pressioni trasversali localizzate sui fili ne rende possibile l'eventuale rinvio su apposite selle poste sulle torri.

Per contro esse hanno lo svantaggio di avere un modulo di elasticità apparente relativamente basso, $140000 \div 170000 \text{ N/mm}^2$, dovuto all'avvolgimento dei fili. Esse vanno poi presollecitate in officina per permettere l'assestamento dei fili; va fatto cioè una sorta di rodaggio della fune che, se molto lunga, richiede attrezzature complesse.

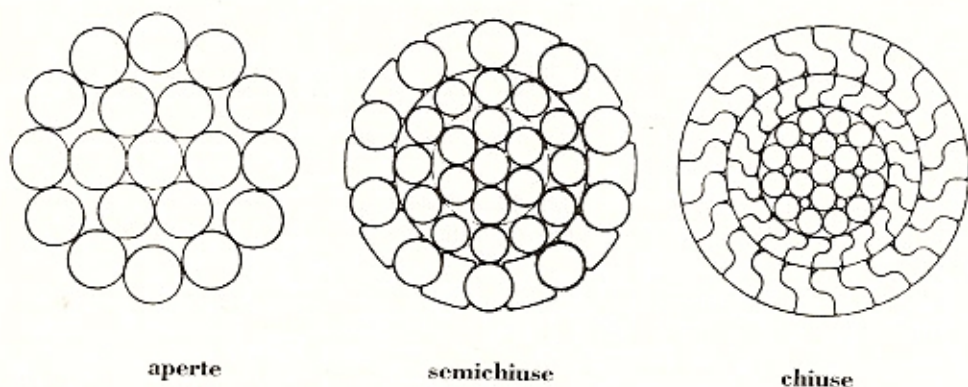


Fig. 15.14 Sezioni di funi spirodali.

La resistenza statica ed a fatica di una fune spiroidale è piuttosto bassa in quanto nei fili si hanno sollecitazioni parassite dovute all'avvolgimento ed alle σ trasversali trasmesse tra fili adiacenti. Inoltre i fili non sono egualmente sollecitati per cui il coefficiente di sicurezza (se si escludono fenomeni di fatica) si assume piuttosto elevato ed in genere pari a:

$$\nu = 2,4$$

Condizioni più severe, come si vedrà più avanti, si hanno per i carichi variabili.

15.3.1.2 - Cavi ad elementi paralleli

Sono generalmente formati da trefoli ma si hanno anche cavi costituiti da fili o da barre di acciaio speciale del diametro di $16 + 32$ mm.

Questi cavi, molto simili a quelli utilizzati per il c.a.p. ma con portate maggiori, devono necessariamente essere confezionati in cantiere in quanto il parallelismo dei trefoli (o fili) non ne permette l'avvolgimento e quindi il trasporto.

Essi, inoltre, non possono essere rinviati in testa all'antenna dove devono essere necessariamente ancorati.

Per contro hanno il modulo di elasticità coincidente con quello dei singoli elementi costituenti, cioè $195000 + 205000$ N/mm², ed il coefficiente di sicurezza a rottura, per carichi statici, può essere assunto pari ad 1,75 mancando sollecitazioni trasversali parassite ed essendo tutti i fili egualmente sollecitati.

15.3.1.3 - Guaine e protezioni anticorrosive

Generalmente tutti i cavi visti in precedenza vengono posti in guaine di polietilene ad alta densità (HDPE), resistente ai raggi ultravioletti, caricato con carbonio.

Poiché quest'ultimo conferisce alla guaina il colore nero, sfavorevole per gli effetti termici, la guaina stessa può essere poi avvolta con nastro colorato.

Per proteggere l'acciaio dalla corrosione i fili od i trefoli possono essere preventivamente zincati.

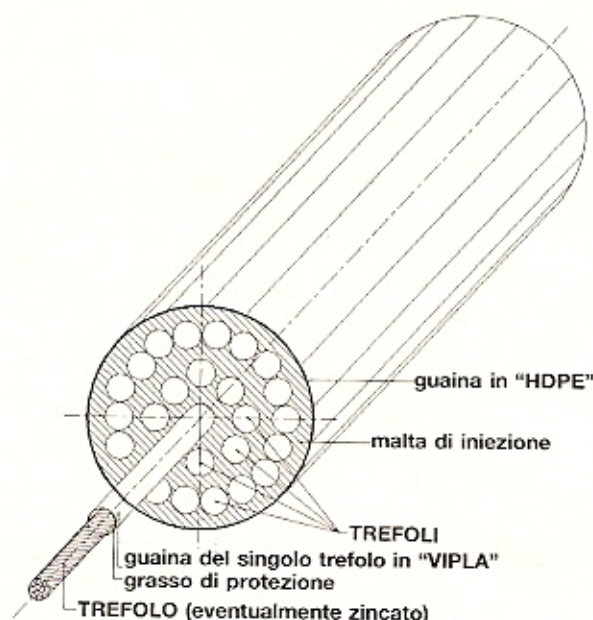


Fig. 15.15

La guaina viene riempita di materiale protettivo che, nel caso delle funi spirodali preconfezionate, è in genere un grasso speciale. Nei cavi confezionati in cantiere le iniezioni (usualmente di malta di cemento) vanno effettuate dopo montato il cavo e ciò, specie per stralli molto lunghi, è indubbiamente una operazione delicata.

In alcune recenti applicazioni di stralli formati da trefoli paralleli è stata adottata una doppia protezione: il singolo trefolo, eventualmente zincato, viene posto in una guaina di vipla entro cui può scorrere grazie alla presenza di un grasso che funge anche da protezione anticorrosione.

Tutti i trefoli così inguainati vengono poi posti all'interno della guaina in HDPE in cui viene fatta l'iniezione finale (figura 15.15).

Con questa disposizione è possibile teoricamente sostituire anche uno o parte dei trefoli costituenti il cavo.

Vanno infine menzionati due casi particolari di guaine.

Per alcuni stralli costituiti da barre parallele sono state impiegate guaine in acciaio che, se opportunamente collegate alle estremità, possono contribuire alla resistenza del cavo. [7]

L'altro caso riguarda le guaine in c.a.p. impiegate da Morandi. Anche qui, precomprimendo la guaina, si può ottenere che essa collabori nel portare i carichi accidentali.

In entrambi i casi, comunque, le difficoltà di montaggio sono tali da vanificare i vantaggi che si possono trarre dal loro impiego.

Le guaine in c.a.p. inoltre, non permettendo la sostituzione dei cavi, sono state del tutto abbandonate.

15.3.2 - Richiami di statica dei cavi

15.3.2.1 - L'equazione del cavo "teso"

In tutti gli schemi visti i cavi sono stati rappresentati sempre come elementi rettilinei. In realtà per effetto del loro peso proprio, di quello delle guaine, dei rivestimenti ecc., i cavi si dispongono secondo una configurazione che si discosta da quella rettilinea con conseguenze non trascurabili sul comportamento dell'intera struttura.

Si consideri un cavo disposto come in figura 15.16 sottoposto ad un tiro la cui componente orizzontale vale H e sia g il suo peso per unità di lunghezza, supposto costante. Ammettiamo inoltre il cavo privo di rigidità flessionale.

Come è noto la configurazione assunta dal cavo è quella di una catenaria la cui equazione è:

$$y = y_0 \cdot \cosh x/y_0 \quad (15.1)$$

essendo y_0 l'ordinata del vertice della catenaria stessa da determinare con le condizioni ai bordi⁽¹⁾.

Quello che interessa nei problemi che seguono è la lunghezza effettiva S della fune che vale:

$$S = \int_{x_1}^{x_2} ds = \int_{x_1}^{x_2} (1 + y'^2)^{1/2} dx = \int_{x_1}^{x_2} (1 + \sinh^2 (x/y_0))^{1/2} dx$$

cioè

$$S = \int_{x_1}^{x_2} \cosh (x/y_0) dx \quad (15.2)$$

Una espressione approssimata di S più semplice della (15.2) si ottiene assimilando la catenaria ad una parabola del secondo ordine.

Ciò è tanto più lecito quanto più la freccia f è piccola rispetto a c , cioè quanto più la fune è tesa ed il suo peso proprio è piccolo.

(1) Si ha:

$$y_1 = y_0 \cosh \frac{x_1}{y_0} \quad y_1 + h = y_0 \cosh \left(\frac{x_1 + l}{y_0} \right)$$

da cui sottraendo la prima dalla seconda:

$$\frac{h}{y_0} = \cosh \frac{x_1}{y_0} \left(\cosh \frac{l}{y_0} - 1 \right) + \sinh \frac{x_1}{y_0} \sinh \frac{l}{y_0} \quad (a)$$

Per l'equilibrio alla traslazione verticale (tratto compreso tra 0 e l)

$$V_1 = g \cdot S_{01} = g \int_0^{x_1} \sqrt{1 + y'^2} dx = g \int_0^{x_1} \sqrt{1 + \sinh^2 \frac{x}{y_0}} dx = g \int_0^{x_1} \cosh \frac{x}{y_0} dx$$

$$V_1 = g \cdot y_0 \sinh \frac{x_1}{y_0} \quad (b)$$

Dalle (a) e (b) per tentativi si ricavano x_1 e y_0 noti l , h , g e V_1 (ovvero T_1 o H).

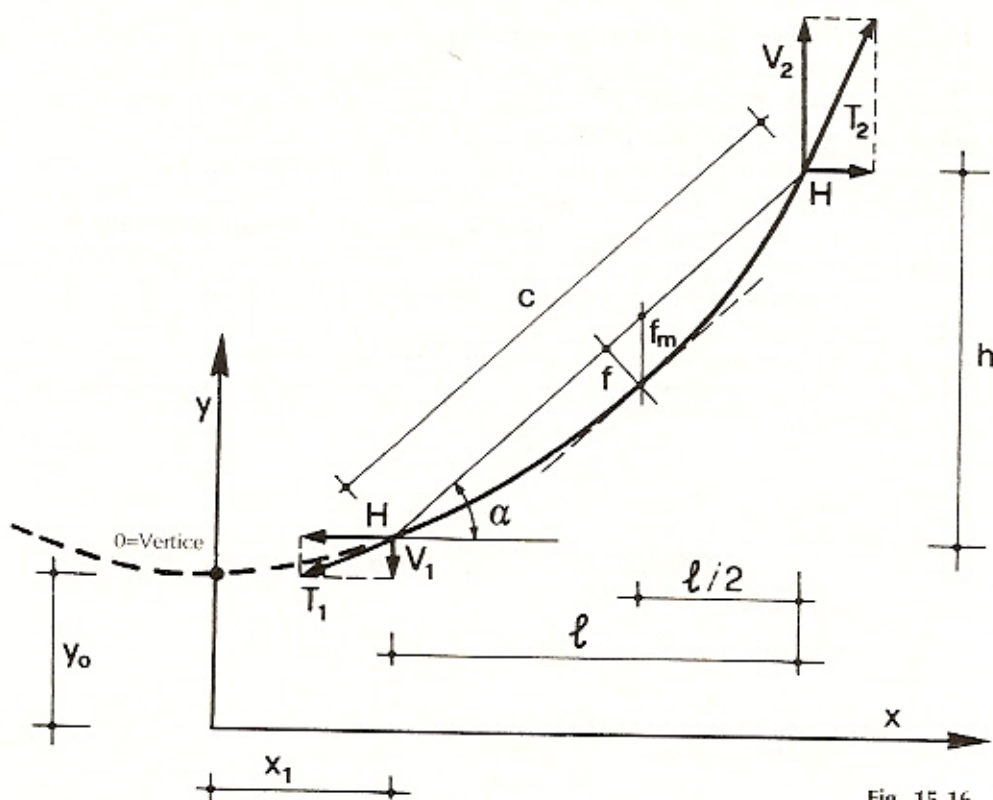


Fig. 15.16

In questa ipotesi, senz'altro accettabile nel caso dei ponti strallati, si ha

$$S = C \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{C} \right)^2 \right] \quad (15.3)$$

È opportuno mettere in relazione lo sviluppo S del cavo con il tiro nello stesso. A questo fine nell'ambito dell'approssimazione fatta si ha

$$T_1 \approx T_2 = T \approx \frac{H}{\cos \alpha} \quad (15.4)$$

Inoltre dovendo essere nullo il momento in ogni punto del cavo, ed in particolare nella sua mezzeria, si ha

$$1/8 \cdot (g \cos \alpha) \cdot C^2 = T \cdot f$$

da cui ricavando f e sostituendo nella (15.3), si perviene alla relazione cercata ($\cos \alpha = l/C$):

$$S = C \left[1 + \frac{g^2 l^2}{24 T^2} \right] \quad (15.5)$$

15.3.2.2 - Il "modulo di elasticità ridotto" del cavo

Si supponga di avere un cavo sottoposto al peso proprio ed al tiro T_0 . La configurazione del cavo è quella vista in precedenza ed il suo sviluppo effettivo è quello espresso dalla (15.2) o (15.5).

Si dia ora un incremento di tiro ΔT (figura 15.17) che porti il tiro nel cavo al valore T_1 .

Il punto 1 si sposterà di una quantità ΔC che sarà la somma dell'allungamento elastico del cavo e di un allungamento rigido dovuto al fatto che, essendo aumentato il tiro, diminuisce f e quindi a parità di S aumenta C :

$$\Delta C = \Delta C_{el} + \Delta C_{rig} \quad (15.6)$$

Se E_c è il modulo di elasticità del cavo si ha, confondendo S con C :

$$\Delta C_{el} \approx \frac{C \Delta T}{E_c A_c} \quad (15.7)$$

mentre il ΔC_{rig} si ottiene dalla (15.5) scritta per T_0 e T_1

$$\Delta C_{rig} = S \left[\frac{1}{1 + \frac{g^2 l^2}{24 T_1}} - \frac{1}{1 + \frac{g^2 l^2}{24 T_0}} \right]$$

A tutti gli effetti quindi il cavo si comporta come se avesse un modulo di elasticità secante ridotto E_r definito come:

$$E_r = \frac{C (T_1 - T_0)}{\Delta C \cdot A_c}$$

cioè

$$E_r = \frac{C (T_1 - T_0)}{A_c} \left(\frac{1}{\frac{C (T_1 - T_0)}{E_c A_c} + S \left[\frac{1}{1 + \frac{g^2 l^2}{24 T_1}} - \frac{1}{1 + \frac{g^2 l^2}{24 T_0}} \right]} \right)$$

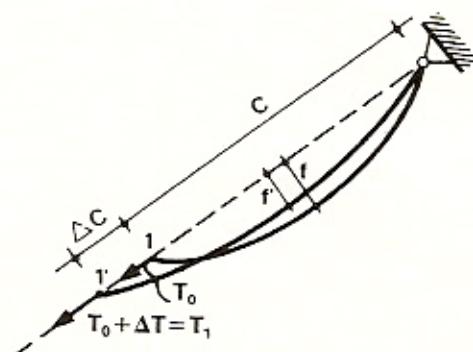


Fig. 15.17

sviluppando

$$E_r = \frac{E_c}{1 + \frac{S E_c A_c}{C} \frac{24 g^2 l^2 (T_1 + T_0)}{(24 T_1^2 + g^2 l^2) (24 T_0^2 + g^2 l^2)}}$$

Se ora facciamo tendere T_1 a T_0 si ottiene il modulo tangente ridotto

$$E_r = \frac{E_c}{1 + \frac{S}{C} E_c A_c \frac{24 g^2 l^2 \cdot 2T}{(24 T^2 + g^2 l^2)^2}} \quad (15.8)$$

Sostituendo per S/C il valore fornito dalla (15.5) e trascurando il termine contenente T rispetto a quello con T^3 si arriva alla espressione cercata

$$E_r = \frac{E_c}{1 + \frac{g^2 l^2 E_c A_c}{12 T^3}} \quad (15.9)$$

Spesso la (15.9) si trova scritta nella forma originale ricavata da Dischinger:

$$E_r = \frac{E_c}{1 + \frac{\gamma^2 l^2 E_c}{12 \sigma^3}} \quad (15.10)$$

in cui γ è il peso specifico del cavo che dovrà essere scelto in modo tale da tener conto anche del peso delle guaine (cioè $\gamma = g \text{ cavo} + g \text{ guaine}/A \text{ cavo}$), e σ è la tensione nel cavo in corrispondenza della quale si cerca E_r .

La (15.10) mostra chiaramente l'importanza di utilizzare per le funi acciai di altissima qualità (cioè con un indice di qualità σ/γ elevato) al fine di avere E_r il più prossimo possibile a E_c .

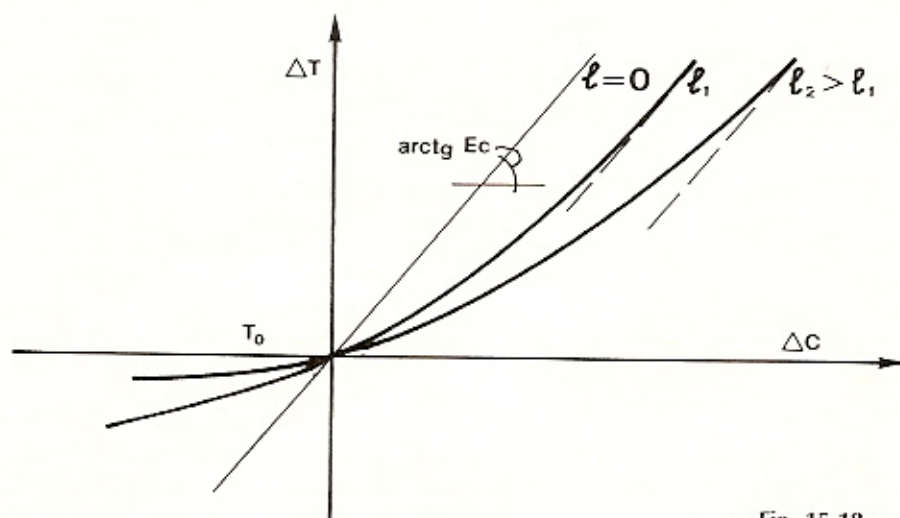


Fig. 15.18

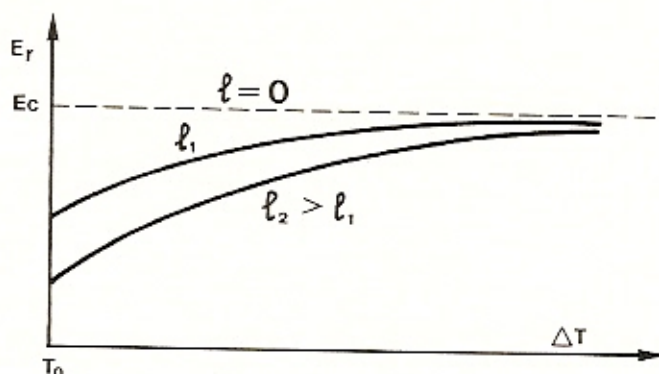


Fig. 15.19

Come si vede E_r dipende dalla proiezione del cavo in pianta e dal cubo dello sforzo di trazione T . Questo fa sì che la risposta del cavo non sia lineare ma i diagrammi sforzi-allungamenti si presentino come in figura 15.18.

Tutte le curve naturalmente tendono a disporsi parallele poiché per ΔT che tende ad infinito E_r tende ad E_c .

Una rappresentazione analoga è quella di figura 15.19 che dà direttamente i valori di E_r in funzione del tiro nel cavo e della sua lunghezza sull'orizzontale.

La riduzione apparente del modulo di elasticità di un cavo può essere forte nel caso di cavi molto lunghi o di guaine pesanti quali sono quelle in c.a.p. e ciò fa sì che il comportamento della struttura nel suo insieme possa scostarsi anche sensibilmente dalla linearità.

15.3.3 - Problemi di fatica negli stralli

Per i problemi generali relativi alla fatica si rimanda a quanto detto nel capitolo 2.

Specificatamente alla resistenza a fatica degli stralli si può dire che essa è sempre condizionata dalla resistenza degli ancoraggi, inferiore di quella del singolo elemento costituente la fune. Ciò per due motivi:

- a) l'acciaio dei fili (o dei trefoli) in prossimità dell'ancoraggio è alterato dai morsetti, nel caso di cavi tipo c.a.p.. Nel caso di teste fuse, quali sono quelle che ancorano le funi spirodali, l'alterazione è dovuta a fatti termici conseguenti alla fusione;
- b) alle $\Delta\sigma$ dovute alle variazioni di tiro negli stralli se ne aggiungono altre dovute alla flessione del cavo che, nella realtà, non è totalmente privo di rigidità flessionale come schematizzato nei calcoli.

Queste tensioni di flessione, a tutti gli effetti parassite, dipendono dall'angolo α di cui ruota lo strallo in servizio a causa dei carichi accidentali, dei fatti termici e delle vibrazioni della fune provocate dal vento. Esse si smorzano rapidamente appena aumenta la distanza x dall'ancoraggio (figura 15.20) e possono es-

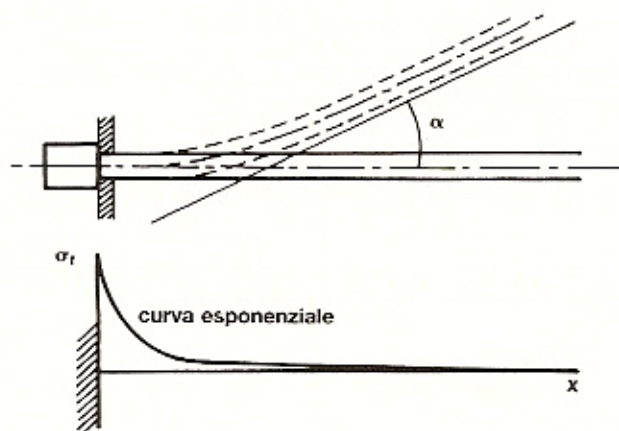


Fig. 15.20 Sollecitazioni di flessione secondarie dovute alle rotazioni del cavo.

sere valutate come segue [8]:

$$\sigma_t = 2\alpha (d/4i) (E\sigma_p)^{1/2} * e^{-kx} \quad (15.11)$$

ove d = diametro della fune

i = raggio giratore corrispondente a d

σ_t = tensione nella fune dovuta alla forza assiale

Nel caso di sezione circolare uniforme risulta $i = d/4$. Assumendo $E = 200000 \text{ N/mm}^2$ la (15.11) diviene

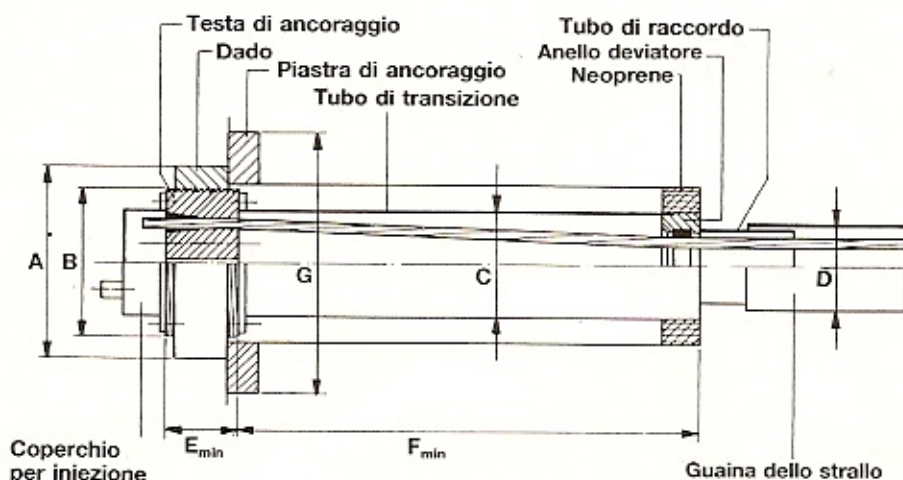


Fig. 15.21 Ancoraggio tipo.

$$\sigma_{i,\max} = 894^* \alpha (\sigma_i)^{1/2} \quad (15.12)$$

ed è facile vedere come queste tensioni parassite possano raggiungere valori ragguardevoli (α espresso in rad, σ in N/mm²).

Per questo motivo le testate delle funi sono conformate in modo tale da spostare il punto di rotazione il più distante possibile dalla zona di ancoraggio vero e proprio dei fili (si veda ad esempio la figura 15.21 tratta da [6]).

15.4 - CONSIDERAZIONI SULLA STATICA DEI PONTI STRALLATI

15.4.1 - Teoria lineare

15.4.1.1 - Considerazioni generali

Il calcolo statico di un ponte strallato nell'ambito della teoria del 1° ordine non presenta attualmente alcuna difficoltà, potendosi usare uno dei tanti programmi esistenti di calcolo automatico valido per telai piani o spaziali, a seconda che si considerino solo gli effetti longitudinali od anche quelli trasversali.

Al fine di un'immediata comprensione del comportamento della struttura converrà qui solo sottolineare come, a parte la componente orizzontale, gli stralli funzionano da molle per cui l'impalcato è in sostanza una trave continua su appoggi parte fissi e parte elastici (figura 15.22).

Interessa allora definire la elasticità di queste molle per vedere quali sono i parametri che la influenzano. A questo fine esaminiamo il caso elementare di figura 15.23 in cui si è ipotizzato che il cavo in sommità dell'antenna possa spostarsi orizzontalmente.

Questa ipotesi è rigorosamente vera nel caso in cui il cavo sia rinviato da una sella d'appoggio scorrevole oppure quando il pilone è incernierato al piede; la stessa ipotesi è generalmente accettabile anche nei casi di cavi ancorati ad antenne incastrate al piede e questo perché la deformabilità flessionale del pilone è in genere molto elevata rispetto a quella estensionale delle funi.

In figura si è ipotizzato che il punto A possa spostarsi verticalmente di una quantità nota Δ_A che risulterà evidentemente nulla nel caso in cui A sia un bloc-

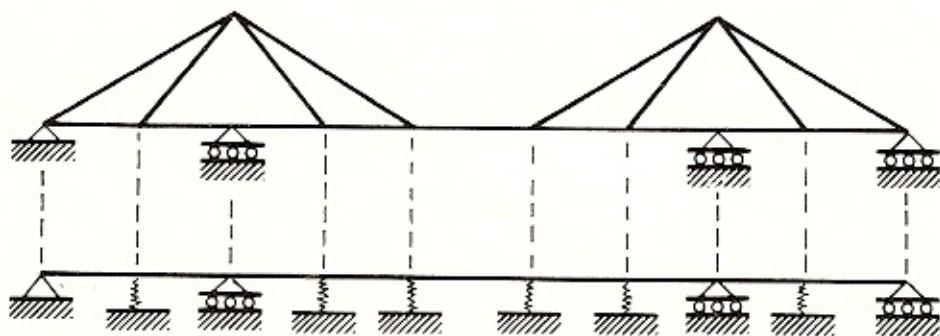


Fig. 15.22

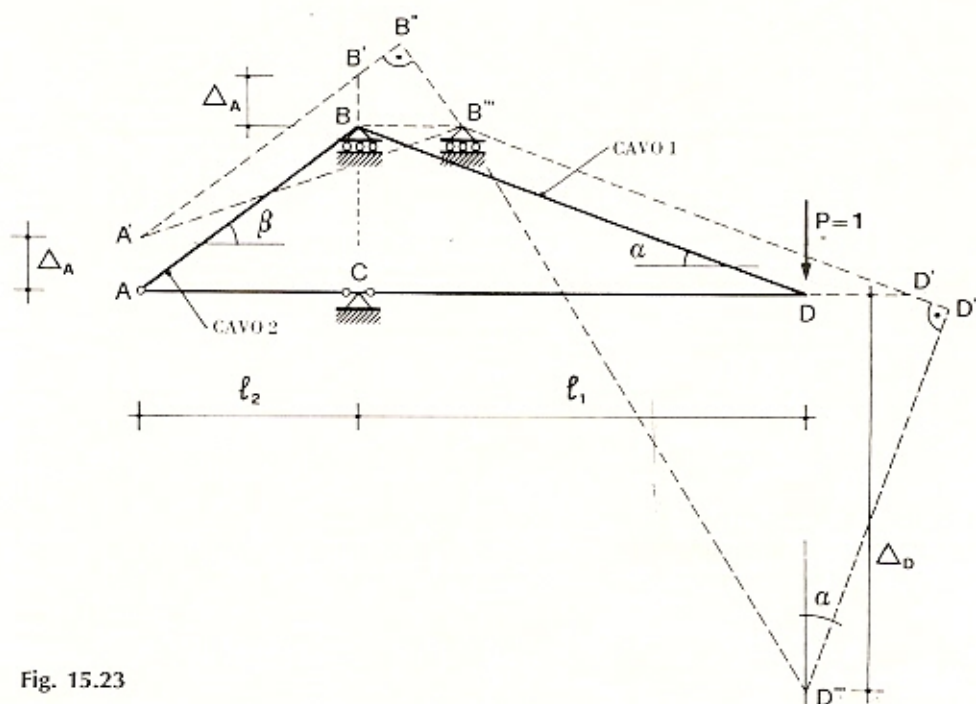


Fig. 15.23

co di ancoraggio fisso. Si trascurano inoltre le deformabilità assiali sia della trave che dell'antenna.

La deformabilità della molla da sostituire in D, e rappresentativa degli stralli ABD, è data dall'abbassamento Δ_D del punto D provocato da una forza unitaria ivi applicata.

Questo abbassamento è conseguenza dello spostamento assegnato Δ_A e degli allungamenti elastici $B'B''$ e $D'D''$ degli stralli AB e BD. Precisamente

$$\Delta_D = \frac{D'D''}{\sin \alpha} + \frac{DD'}{\tan \alpha} \quad (15.13)$$

Poiché

$$DD' = BB'' = \Delta_A \cdot \tan \beta + \frac{B'B''}{\cos \beta} \quad (15.14)$$

se ne trae

$$\Delta_D = \frac{D'D''}{\sin \alpha} + \frac{B'B''}{\cos \beta \cdot \tan \alpha} + \Delta_A \frac{\tan \beta}{\tan \alpha} \quad (15.15)$$

Gli allungamenti elastici dei cavi valgono

$$D'D'' = T_1 \frac{L_1}{E_1 A_1} = \frac{T_1}{K_1} \quad (15.16)$$

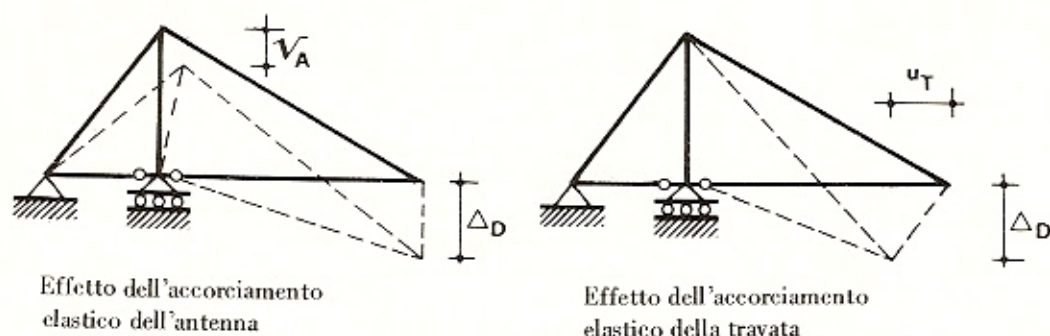


Fig. 15.24

e

$$B'B'' = T_2 \frac{L_2}{E_2 A_2} = \frac{T_2}{K_2} \quad (15.17)$$

ove L , E ed A sono le lunghezze, i moduli di elasticità e le aree dei cavi e T gli sforzi provocati dal carico esterno $P = 1$. Questi ultimi valgono

$$T_1 = \frac{1}{\sin \alpha} \quad (15.18)$$

e

$$T_2 = \frac{T_1 \cos \alpha}{\cos \beta} = \frac{1}{\tan \alpha \cdot \cos \beta} \quad (15.19)$$

La (15.19) deriva dalla eguaglianza delle componenti orizzontali dei tiri nei cavi, necessaria per l'equilibrio del carrello B .

In definitiva si ha l'espressione cercata:

$$\Delta_D = \frac{1}{K_1 \sin^2 \alpha} + \frac{1}{K_2 \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan^2 \alpha} + \Delta_A \frac{\tan \beta}{\tan \alpha} \quad (15.20)$$

o l'equivalente in cui compaiono esplicitamente le luci della travata e le caratteristiche dei cavi:

$$\Delta_D = \frac{l_1}{A_1 E_1 \sin^2 \alpha \cos \alpha} + \frac{l_2}{A_2 E_2 \cos^3 \beta \tan^2 \alpha} + \Delta_A \frac{\tan \beta}{\tan \alpha} \quad (15.21)$$

Con considerazioni del tutto analoghe si potrebbe facilmente tenere conto della deformabilità assiale della travata u_T e dell'antenna v_A , che hanno l'effetto di aumentare Δ_D e quindi di ridurre l'efficacia dello strallo, come si vede chiaramente dagli schemi di figura 15.24.

Dalla (15.21) si ricava che l'efficacia del tirante è tanto maggiore quanto più il tirante di campata tende alla verticale⁽¹⁾ (α grande) e quanto più quello di riva

⁽¹⁾ In realtà per α superiore a circa 55° il primo termine della (15.21) inizia di nuovo a crescere ma questi valori sono fuori dai campi di applicazione usuali.

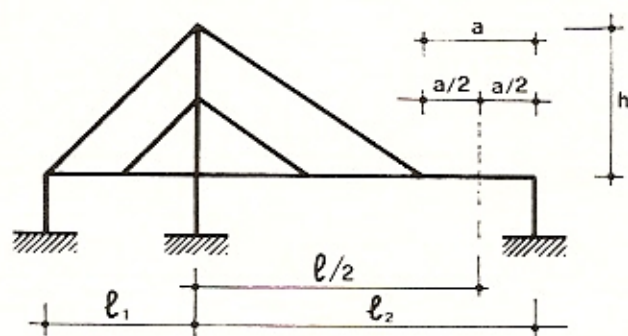


Fig. 15.25 Criterio per valutare la luce equivalente in uno schema dissimetrico.

tende all'orizzontale (β piccolo). Naturalmente hanno influenza rilevante anche l'area e il modulo di elasticità apparente dei cavi.

La scelta e l'ottimizzazione dei parametri geometrici dei ponti strallati dipendono comunque da molti altri fattori quali il costo delle fondazioni e della torre, l'entità dei carichi accidentali da considerare, i vincoli eventuali imposti alle luci, lo schema prescelto (arpa o ventaglio) ecc.

Si ritiene quindi più opportuno rinviare ad un esame critico dei numerosi ponti costruiti dal quale si possono trarre le seguenti conclusioni:

- a) il rapporto altezza torre-luce centrale è in genere compreso tra 0,15 e 0,20 per i ponti in acciaio e tra 0,15 e 0,25 per quelli in c.a.p., con una leggera prevalenza ad avere antenne più alte nel caso dei ponti ad arpa; ciò porta ad inclinazioni minime degli stralli della campata centrale di circa $15^\circ \div 20^\circ$;
- b) il rapporto tra luce centrale e luce di riva è in prevalenza compreso, per gli schemi simmetrici, tra 2,0 e 3,5 con valori più piccoli in genere per gli schemi ad arpa; ciò porta ad inclinazioni massime degli stralli di ammarro di $40^\circ \div 45^\circ$;
- c) i rapporti visti valgono anche per gli schemi dissimmetrici purché si valuti convenzionalmente la luce centrale come indicato in figura 15.25.

15.4.1.2 - Carichi permanenti

Le considerazioni svolte sulla deformabilità degli stralli riguardano i carichi mobili in quanto durante le fasi costruttive ed a costruzione ultimata si può sempre agire sulle funi regolandone la tensione e quindi la lunghezza.

In particolare uno dei criteri più comunemente seguiti è quello di regolare a fine costruzione la tensione negli stralli in modo che l'impalcato si comporti come una trave continua su appoggi fissi. Lo sforzo di trazione T_i nella generica fune quindi dovrà essere tale che la sua componente verticale sia pari proprio alla reazione R_i dovuta ai carichi permanenti che si avrebbe nella trave continua equivalente:

$$R_i = T_i \sin \alpha_i \quad (15.22)$$

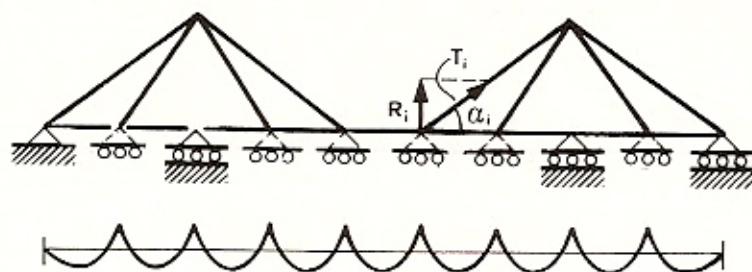


Fig. 15.26

Il diagramma dei momenti provocato dai carichi permanenti è allora quello di figura 15.26 e si vede come per un numero di stralli elevato esso tende praticamente a zero e la trave è soggetta solo a sforzo normale.

Naturalmente si può anche regolare la tensione negli stralli in modo diverso provocando volutamente una distribuzione dei momenti differente e tale da avere un diagramma dei massimi e minimi più favorevole (ad esempio introducendo momenti positivi nelle zone ove i carichi accidentali provocheranno i massimi momenti negativi e viceversa).

Nel caso dei ponti in c.a.p. va peraltro notato che l'effetto della viscosità del calcestruzzo riduce nel tempo questi vantaggi ed il diagramma dei carichi permanenti tende comunque a quello della trave continua su appoggi fissi, in modo simile a quanto visto nel caso di cedimenti vincolari al capitolo 3.

15.4.1.3 - I carichi accidentali

Al passaggio dei carichi accidentali i tiranti si comportano come molle la cui elasticità è definita dalla (15.20) o (15.21). Trattandosi di trave su appoggi elastici, come è noto, quello che governa la distribuzione delle sollecitazioni è il rapporto tra la rigidità della trave e quella delle molle, cioè il parametro Z già definito al paragrafo 6.3.3

$$Z = \frac{6 E_t J_t}{b_1^3} \omega \quad (15.23)$$

in cui E_t, J_t = modulo di elasticità e momento di inerzia della trave
 ω = deformabilità della molla, espressa dalla (15.21)
 b_1 = interasse delle molle

Se si fissa lo schema e la geometria di un ponte strallato, come per esempio in figura 15.27, e si suppongono i cavi tutti eguali, si può porre:

$$\omega = \frac{\cos t \cdot L_T}{A_c E_c}$$

$$b_1 = \cos t \cdot L_T$$

e quindi resta giustificata la scelta [9] del seguente parametro p quale rappresen-

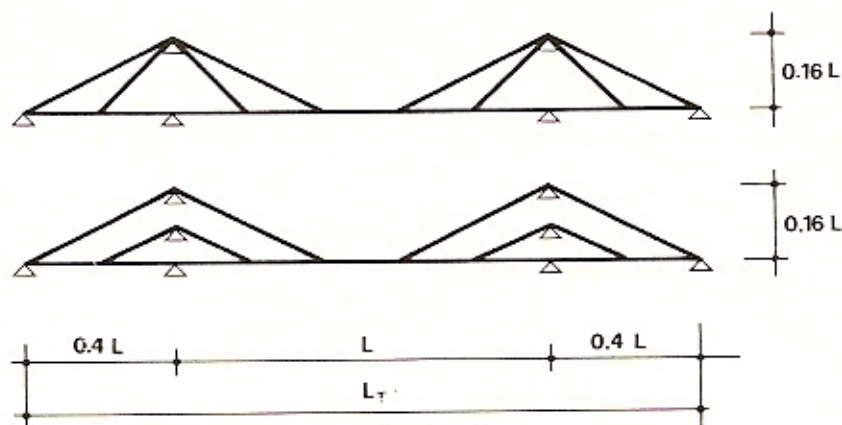


Fig. 15.27

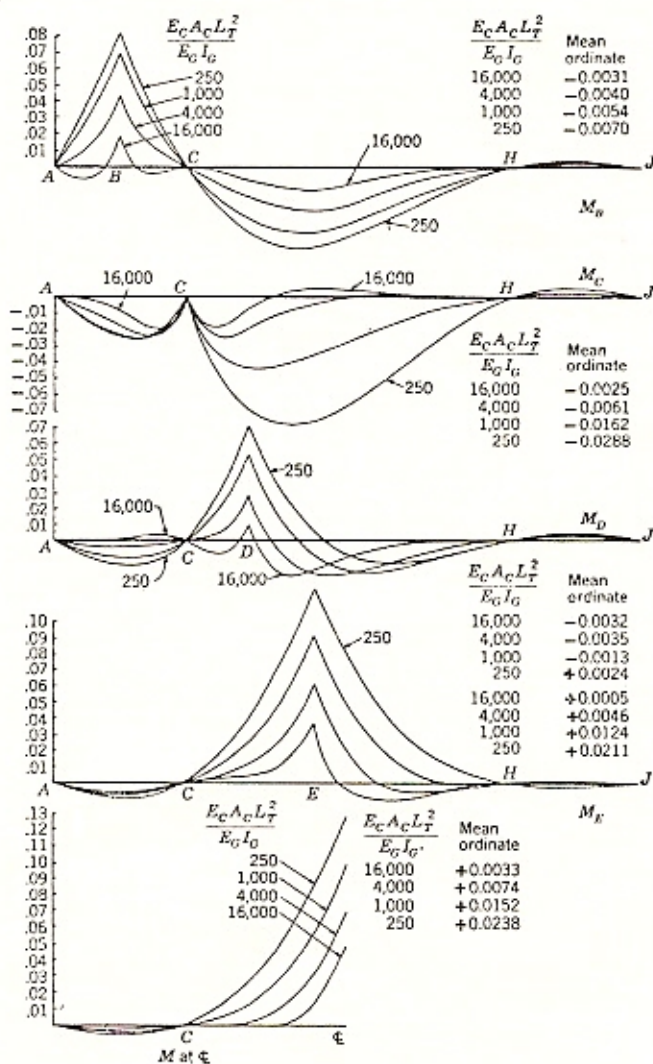


Fig. 15.28 Ventaglio - Linee di influenza del momento flettente nella travata (a meno di L).

tativo del comportamento del ponte:

$$p = \frac{E_c A_c L_T^2}{E_t I_t} \quad (15.24)$$

In particolare nell'ambito della teoria lineare, si possono tracciare le linee di influenza alcune delle quali, a titolo di esempio, si riportano nelle figure 15.28/15.31, tratte dal già citato testo di O'Connor.[9]

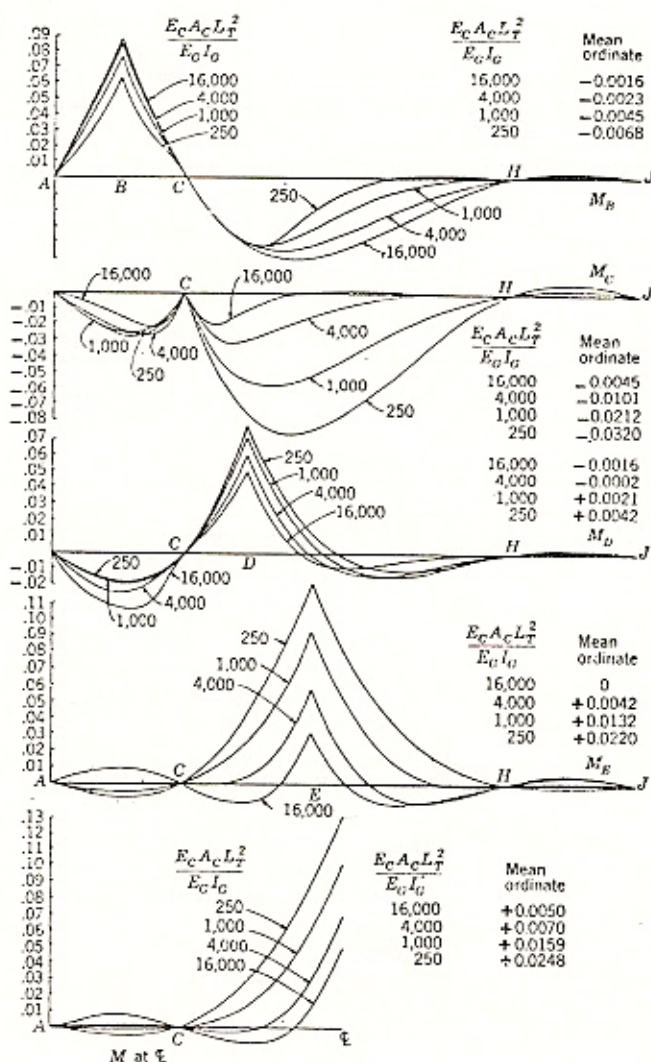


Fig. 15.29 Arpa - Linee di influenza del momento flettente nella travata (a meno di L).

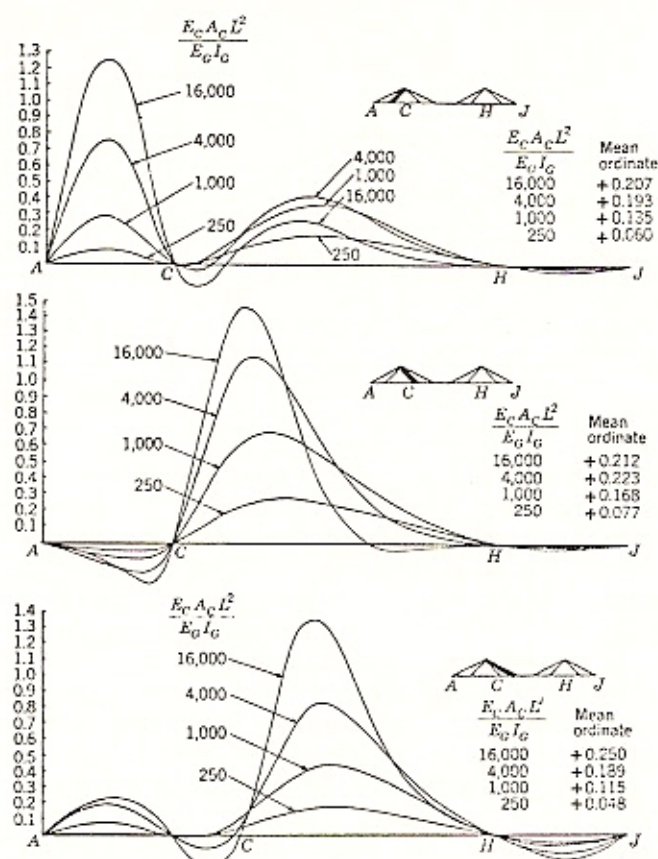


Fig. 15.30 Ventaglio - Linee di influenza degli sforzi nei cavi.

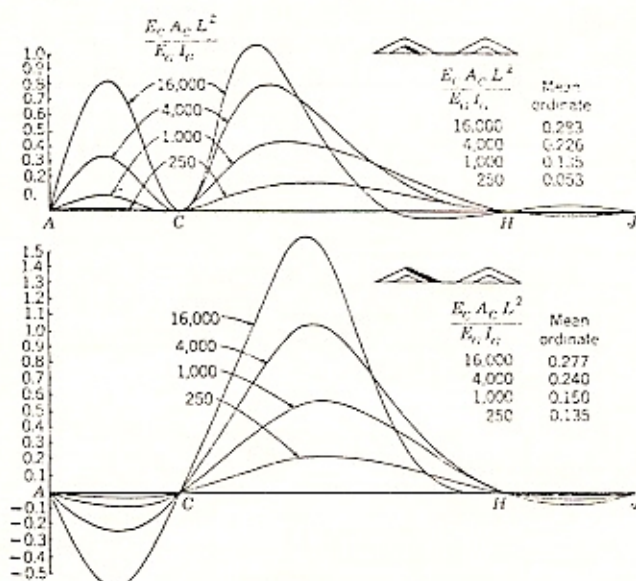


Fig. 15.31 Arpa - Linee di influenza degli sforzi nei cavi.

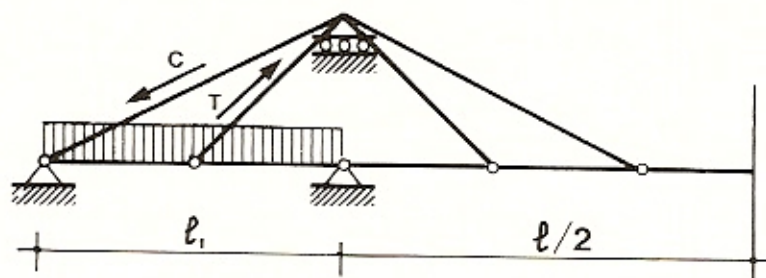


Fig. 15.32

Le linee di influenza dei momenti della travata confermano quanto del resto era facilmente prevedibile e cioè che per i valori bassi del parametro p (cavi relativamente deformabili) la trave tende a comportarsi come continua su soli quattro appoggi, mentre per valori elevati di p (cavi relativamente inestensibili), le sollecitazioni diminuiscono più sensibilmente nello schema a ventaglio di quanto non avvenga per lo schema ad arpa a causa della limitata efficacia degli stralli inferiori.

Le linee di influenza degli sforzi assiali negli stralli, viceversa, mostrano come questi sforzi sono tanto più elevati quanto più grande è p . Esse inoltre fanno vedere come a seconda della zona caricata si possono avere nelle funi sforzi di compressione che risultano particolarmente dannosi in relazione ai fenomeni di fatica a cui si è già accennato.

Questi sforzi di compressione sono molto grandi negli stralli di ormeggio quando è caricata la campata di riva, come risulta dalla figura 15.32 ove per maggiore chiarezza si è supposta la trave priva di rigidità flessionale.

In alcuni casi la condizione di carico della figura 15.32 può costituire un limite inferiore per il rapporto l/l_1 delle luci, in quanto potrebbe accadere che la compressione C provocata dagli accidentali sia superiore alla trazione dovuta ai carichi permanenti e ciò non è ammissibile. Anzi molti autori consigliano di mantenere il rapporto

$$T_{\min}/T_{\max} \geq 0,25$$

perché esso sia economicamente accettabile.

Questo problema della stabilità degli stralli di ormeggio è particolarmente sentito nel caso di ponti leggeri (in acciaio) e forti sovraccarichi quali ad esempio quelli ferroviari. Non esiste, naturalmente, quando tutti gli stralli di riva possono essere ancorati a terra.

15.4.2 - Teoria non lineare

Nei richiami di statica dei cavi si è visto come questi, a causa del loro peso proprio, abbiano un comportamento non lineare. Ne consegue che tutta la struttura nel suo complesso, pur senza considerare variazioni della geometria d'insieme, ha un comportamento non lineare.

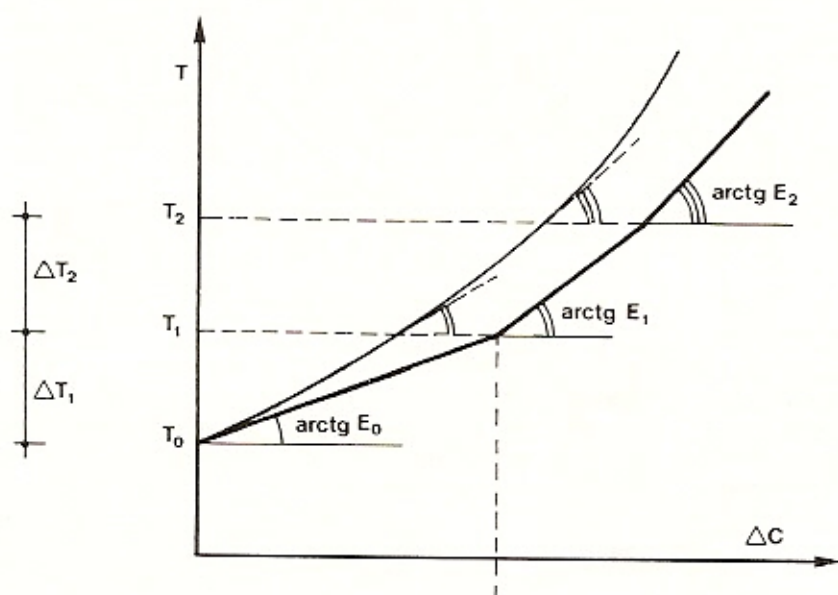


Fig. 15.33

Va peraltro rilevato che la non linearità della struttura è modesta e quindi nella maggioranza dei casi è sufficiente linearizzare il problema intorno al valore iniziale, cioè risolvere la struttura nell'ambito della teoria del 1° ordine assumendo per gli stralli il modulo di elasticità ridotto che si ottiene dalla (15.9) per il valore di T corrispondente ai carichi permanenti.

Così facendo gli stralli vengono supposti più deformabili di quanto non lo siano nella realtà e quindi vengono sottostimati i tiri cui sono soggetti mentre vengono sovrastimate le sollecitazioni nell'impalcato.

Volendo una maggiore precisione si può procedere applicando il carico accidentale (unitamente agli effetti termici ed alle altre eventuali azioni variabili) per incrementi successivi.

Dopo ogni applicazione del carico si calcolano i moduli di elasticità ridotti degli stralli valutati con il tiro complessivo che risulta dal passo precedente.

Anche in questo caso, in misura tanto minore quanto maggiore è il numero dei passi, si sottostimano i tiri nelle funi e si sovrastimano le sollecitazioni nell'impalcato (figura 15.33).

Un altro metodo per condurre l'analisi non lineare delle strutture è quello per successive approssimazioni che consiste nel risolvere il sistema più volte per l'intero valore del carico supponendo ogni volta i moduli di elasticità degli stralli costanti (sistema elastico lineare).

Una prima volta i moduli ridotti dei cavi vengono assunti pari a quelli che corrispondono a T_0 (solo carichi permanenti). L'analisi di questo sistema lineare porta a trovare per i cavi allungamenti ΔC_{it} che saranno superiori a quelli reali.

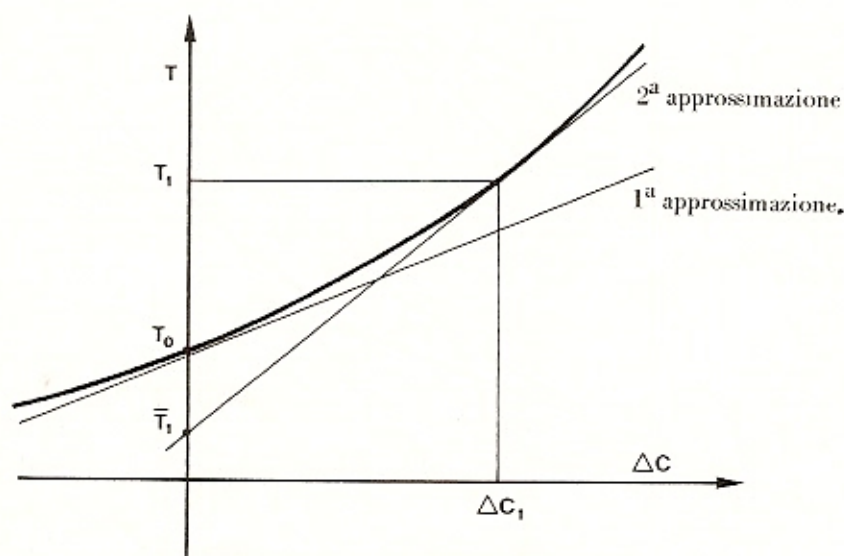


Fig. 15.34

In corrispondenza di questi allungamenti si calcolano i valori dei tiri nei cavi T_{1i} .

Nel ciclo successivo la struttura viene risolta ancora nell'ipotesi di comportamento lineare degli stralli, ma con moduli di elasticità diversi, cioè quelli corrispondenti a T_{1i} , e supponendo che il tiro iniziale sia $\bar{T}_{1i}$, anziché T_{0i} come è effettivamente (figura 15.34).

Ripetendo più volte il procedimento si converge sulla soluzione esatta e la convergenza è in questo caso rapida data la modesta non linearità del problema.

Naturalmente nell'ambito della teoria del 2° ordine non si possono impiegare le linee di influenza e quindi non si conoscono a priori le posizioni del carico accidentale che rendono massimi determinati effetti.

In pratica è più che sufficiente tracciare le linee di influenza dell'effetto che si studia con la teoria lineare, individuando così dove disporre il carico, e poi, per questa posizione del carico, eseguire l'analisi non lineare con uno dei due metodi ora descritti.

15.5 - COMPORTAMENTO AERODINAMICO DEI PONTI STRALLATI

15.5.1 - Introduzione

L'azione del vento sui ponti, come già visto nel capitolo 2, viene in genere assimilata a quella di una forza statica equivalente.

Esistono però strutture snelle o di grande luce per le quali questa schematiz-

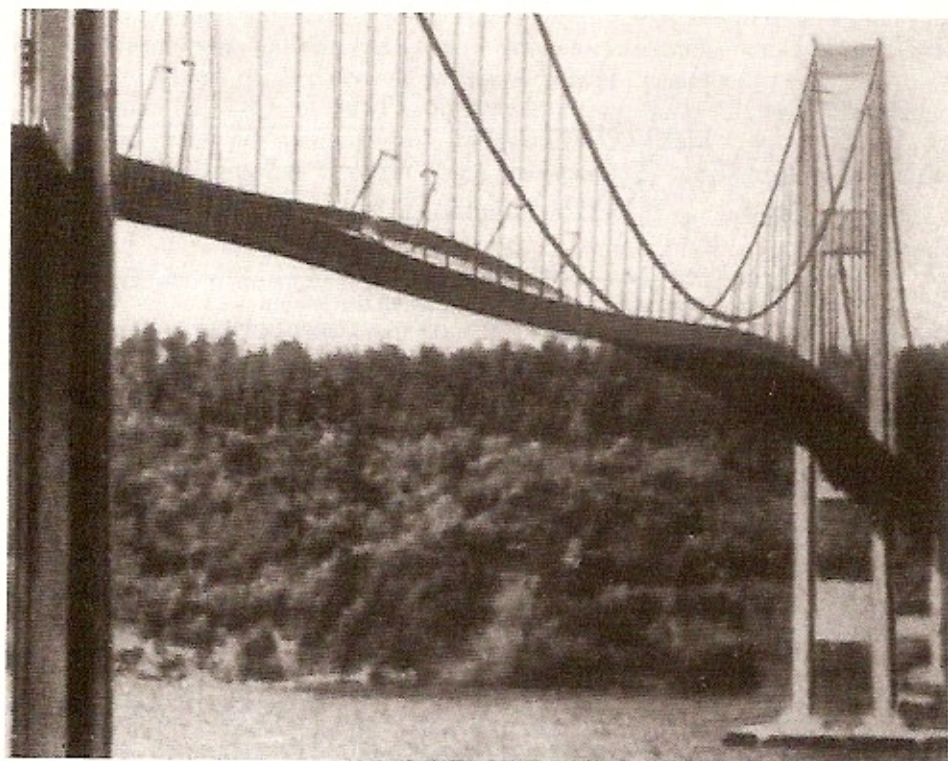


Fig. 15.35 Il crollo del ponte di Tacoma.

zazione è insufficiente e bisogna valutare anche gli effetti dinamici causati dal vento.

È il caso dei ponti strallati maggiori e di tutti i ponti sospesi.

Fu proprio il crollo di uno di questi, il ponte di Tacoma negli USA (figura 15.35) avvenuto nel 1940 per effetto di un vento di appena 60 Km/h, a porre il problema della stabilità aerodinamica dei ponti fino ad allora ignorato.

Qui di seguito si forniscono solo alcuni cenni dei problemi aeroelastici rimandando alla copiosa letteratura disponibile per maggiori approfondimenti (molto utile è, ad esempio, l'opera di Scanlan [10]).

15.5.2 - Forze statiche

Un segmento di impalcato (figura 15.36) investito da un vento uniforme stazionario di velocità V è soggetto ad una forza orizzontale F_h (drag), una verticale F_v (lift) e ad un momento M che possono esprimersi, per unità di lunghezza, così:

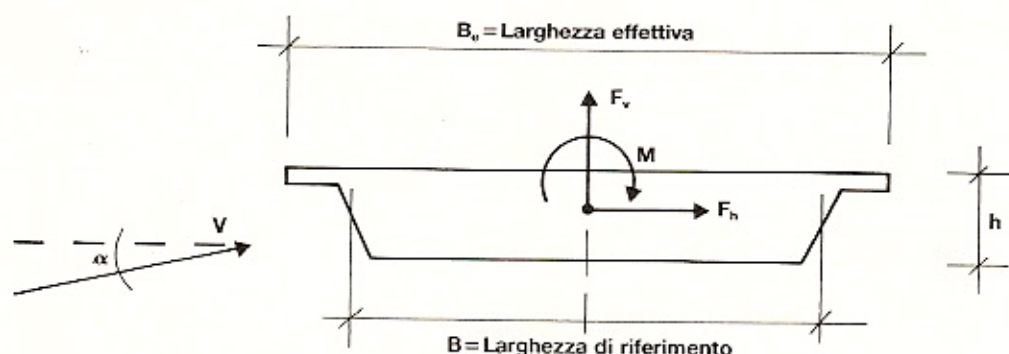


Fig. 15.36 Per i valori di B nei casi delle sezioni più frequenti si veda [12].

$$F_h = C_D q \cdot h$$

$$F_v = C_L q \cdot h$$

(15.25)

$$M = C_M q \cdot B \cdot h$$

avendo indicato con q la "pressione cinetica" $= 1/2 \rho V^2$ (ρ densità dell'aria pari all'incirca a 13 N/m^3).

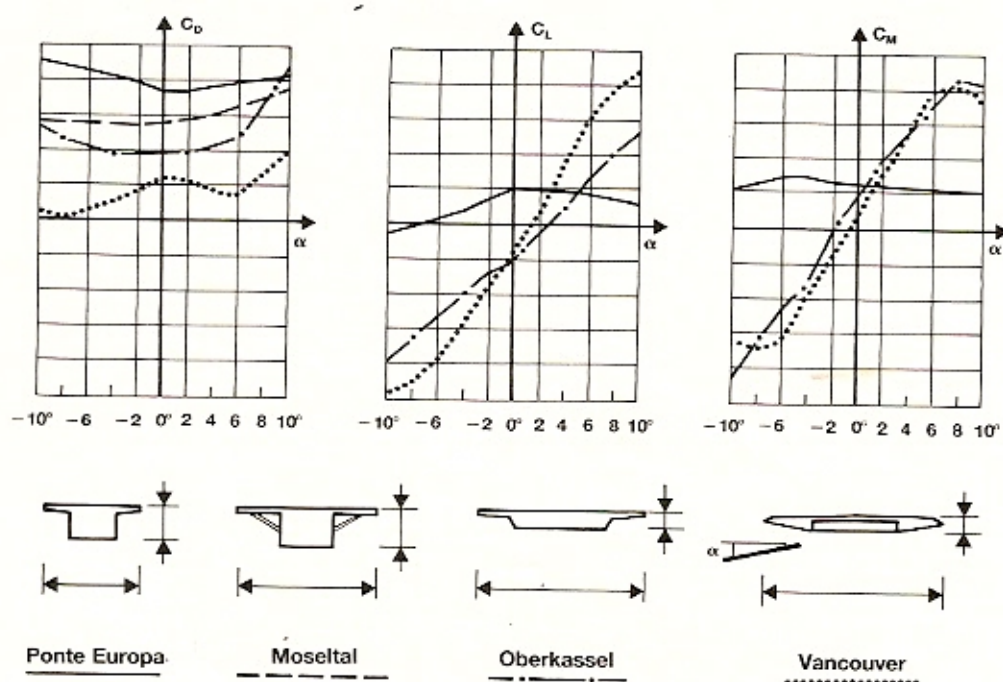


Fig. 15.37 Curve polari per le sezioni di alcuni ponti esistenti (da [11]).

C_D , C_L e C_M sono tre coefficienti adimensionali che dipendono dalla forma della sezione e dall'angolo α di incidenza del vento; essi vanno determinati sperimentalmente nella galleria del vento e sono fortemente influenzati anche da elementi accessori quali parapetti, sicurvia, barriere frangivento ecc.

La figura 15.37, tratta da [11], mostra le curve, dette "polari", che danno questi coefficienti per alcune forme frequenti di sezioni.

La forma delle polari, come si vedrà qui appresso, condiziona in modo determinante la risposta dinamica del ponte al vento.

15.5.3 - Effetti dinamici

I ponti possono essere soggetti a diverse forme di eccitazione aerodinamica che si possono classificare, in accordo con [12], nelle tre classi seguenti, a seconda che i moti provocati siano:

- (a) di ampiezza limitata ma tali da causare disagio agli utenti o danni per fatica;
- (b) non oscillatori di ampiezza crescente (*divergenti*) rapidamente fino a valori tali da provocare la rovina del ponte;
- (c) oscillatori di ampiezza crescente e quindi con gli stessi effetti di (b).

15.5.3.1 - Moti di ampiezza limitata

Possono essere imputati a due cause diverse: distacco di vortici o turbolenza del vento.

a) Distacco dei vortici

Quando un corpo (che supponiamo molto lungo in modo da poter considerare il problema come piano) è investito da una corrente stazionaria si ha la formazione di vortici che si staccano alternativamente dall'estradosso e dall'intradosso della sezione (vortici di Von Karmann) (figura 15.38).

La frequenza della eccitazione dovuta al distacco dei vortici può essere, per certe velocità del vento dette critiche, molto prossima a quella del primo modo di vibrare flessionale (f_B) o torsionale (f_T) della struttura che quindi viene eccitata singolarmente.

La frequenza con cui si staccano i vortici è data da

$$f = \frac{V \cdot S}{h} \quad (15.26)$$



Fig. 15.38 Indicazione schematica della formazione di vortici.

con

V velocità del vento in m/sec

h altezza della sezione in metri

S è il numero di Strouhal e può assumersi

$S \approx 0,15$ per $B/h < 5$

$S \approx 0,08$ per $B/h > 10$

È facile vedere come le velocità critiche per distacco di vortici siano relativamente basse e quindi generalmente comprese nel campo dei venti possibili. Per un ponte strallato avente la frequenza fondamentale flessionale f_B di $0,5 \text{ Hz}$, $h = 3 \text{ m}$, $B = 30 \text{ m}$ si avrebbe

$$V = \frac{0,5 \cdot 3}{0,08} = 18,8 \text{ m/sec} \approx 68 \text{ Km/h}$$

Per queste velocità critiche è necessario controllare che gli spostamenti massimi provocati dal vento non diano sollecitazioni di fatica o non generino sensazioni negative negli automobilisti.

Gli spostamenti possono essere valutati in modo approssimato [11] [12] ovvero controllati nella galleria del vento.

In linea generale la loro ampiezza:

- .. cresce al diminuire di B
- .. cresce all'aumentare di f e di h
- ... è molto sensibile alla forma più o meno aerodinamica della sezione.

b) *Turbolenza*

Il vento, per sua natura, è turbolento e ciò fa sì che le forze ed i momenti da esso applicati alla struttura non siano costanti ma varino in un campo di frequenze molto ampio.

Se le frequenze fondamentali del ponte, flessionale e torsionale, sono superiori ad 1 Hz , l'effetto della turbolenza può essere ignorato.

In caso contrario, cioè per ponti di grande luce, è necessario svolgere l'analisi dinamica del ponte nel dominio del tempo, in modo analogo a quello che si fa nell'analisi sismica; in questi casi le difficoltà maggiori si hanno nel definire le caratteristiche dell'azione forzante, cioè del vento turbolento.

15.5.3.2 - Moti non oscillatori divergenti

È una forma di instabilità che si può avere quando il momento M (cioè il coefficiente C_M) cresce con l'angolo di incidenza del vento. In questo caso si ha una velocità critica del vento oltre la quale il momento dovuto alle forze aerostatiche è superiore a quello dovuto alla rigidità torsionale della sezione e quindi la rotazione della sezione cresce illimitatamente.

Quanto sopra è facilmente quantificabile per una sezione ideale a "foglio" per la quale si ha una forza verticale F_v ed un momento M che, per valori picco-

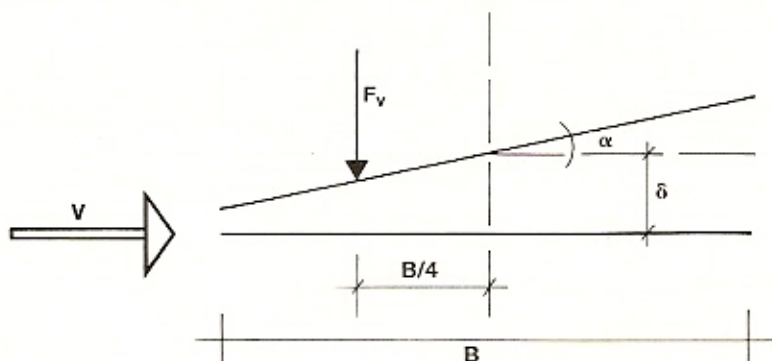


Fig. 15.39

li di α , possono esprimersi come (figura 15.39)

$$F_v = -\pi \rho B V^2 \alpha \quad (15.27)$$

$$M = -F_v \cdot B/4 = \pi \rho B^2 V^2 \alpha/4 \quad (15.28)$$

Se indichiamo con K_B e K_T le rigidezze verticali e torsionali della sezione ed immaginiamo di applicare ad essa le forze esterne $F_{v,0}$ e M_0 , si avranno degli spostamenti tali che:

$$K_B \cdot \delta = F_{v,0} + F_v \quad (a) \quad (15.29)$$

$$K_T \cdot \alpha = M_0 + M \quad (b)$$

da cui:

$$\delta = 1/K_B \left(F_{v,0} - \frac{\pi \rho B V^2}{K_T - \pi \rho B^2 V^2/4} \cdot M_0 \right) \quad (15.30)$$

$$\alpha = \frac{M_0}{K_T - \pi \rho B^2 V^2/4}$$

La seconda delle (15.30) mostra che la sezione si comporta come se avesse, per effetto delle forze aeroelastiche, una rigidezza torsionale ridotta pari a

$$K_T^* = K_T - \pi \rho B^2 V^2/4 \quad (15.31)$$

che si annulla e quindi si ha instabilità, per la velocità critica

$$V_d = \frac{2}{B} (K_T/\pi \rho)^{1/2} \quad (15.32)$$

La rigidezza torsionale ridotta (15.31) può iscriversi anche

$$K_T^* = K_T - K_T (V/V_d)^2 \quad (15.33)$$

Qualora le forze di disturbo esterne siano scelte in modo tale che il loro rapporto sia eguale a quello delle forze aeroelastiche, cioè

$$M_0/F_{v0} = -B/4$$

è facile vedere che anche gli spostamenti verticali avvengono come se la struttura avesse rigidezza flessionale ridotta pari a

$$K_B^* = K_B \left(1 - \frac{\pi \rho B^2 V^2}{4 \cdot K_T} \right) \quad (15.34)$$

Infatti la (15.29 a) si può scrivere

$$\delta = \frac{F_{v0} - \pi \rho B V^2 \cdot \alpha}{K_B}$$

Ponendo

$$\alpha = \frac{M_0}{K_T^*} = -\frac{B F_{v0}}{4 K_T^*}$$

si ha

$$\delta = \frac{F_{v0}}{K_B} \left(1 + \frac{\pi \rho B^2 V^2}{4 K_T^*} \right)$$

cioè

$$K_B^* = \frac{K_B}{1 + \frac{\pi \rho B^2 V^2}{4 K_T^*}}$$

ed esplicitando K_T^* si ritrova la (15.34).

15.5.3.3 - Moti oscillatori di ampiezza crescente

Nei casi precedenti le forze aerodinamiche sono supposte sostanzialmente indipendenti dal moto della struttura.

Esistono però casi in cui queste forze, che forniscono energia alla struttura, sono governate dal moto della struttura stessa, cioè si autoeccitano.

Rientrano in questi fenomeni il flutter classico e due moti oscillatori denominati comunemente con i termini anglosassoni di "galloping" e "stall flutter".

Per una trattazione più approfondita di questi fenomeni nel caso specifico dei ponti strallati si vedano, ad esempio, [13] e [14].

a) Il flutter classico

Si verifica quando le frequenze fondamentali flessionali e torsionali del ponte sono vicine tra loro, come illustra chiaramente la figura 15.40 tratta da [11].

All'aumentare della velocità del vento si raggiunge un valore critico (V_f) per cui l'energia fornita al ponte è superiore a quella che esso può dissipare: le oscillazioni flessotorsionali crescono rapidamente fino a portare il ponte a collasso.

È questo il caso del "flutter" classico, che provocò il crollo del ponte di Tacoma.

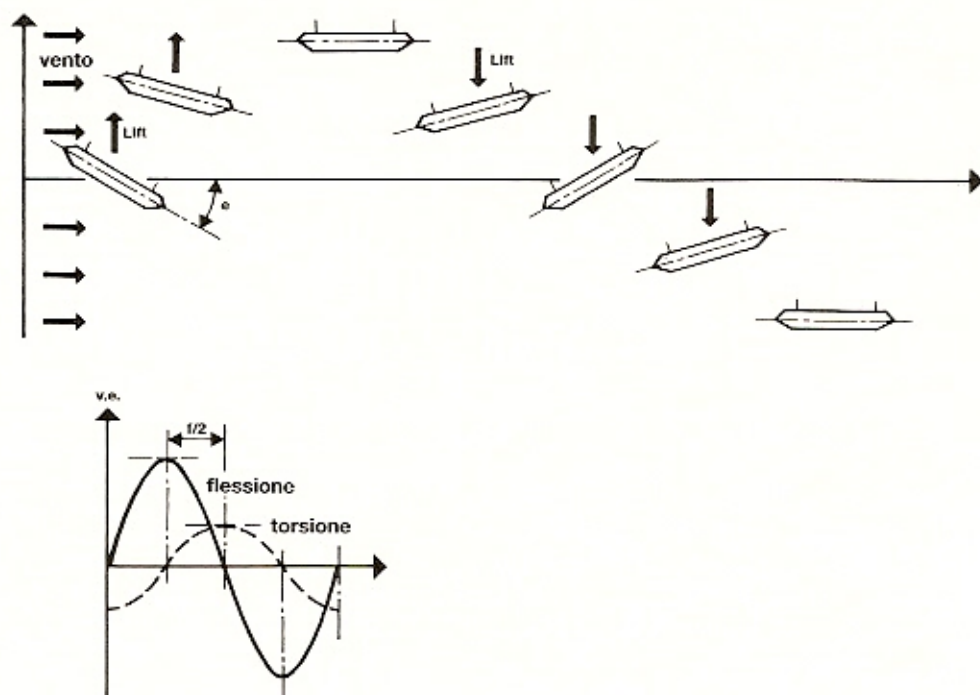


Fig. 15.40 Rappresentazione schematica del fenomeno di flutter.

Si riprenda l'esempio elementare della sezione a foglio che si immagina soggetta a forze variabili nel tempo $F_v(t)$ ed $M(t)$.

Le equazioni del moto sono:

$$K_B \cdot \delta + m \frac{\partial^2 \delta}{\partial t^2} = F_v(t) \quad (15.35)$$

$$K_T \cdot \alpha + I_p \frac{\partial^2 \alpha}{\partial t^2} = M(t)$$

ove m è la massa del ponte per unità di lunghezza ed I_p il suo momento di inerzia polare.

Se introduciamo le frequenze proprie flessionale (ω_B) e torsionale (ω_T) del sistema, che come è noto valgono:

$$\omega_B = (K_B/m)^{1/2} \quad \omega_T = (K_T/I_p)^{1/2} \quad (15.36)$$

le costanti elastiche del sistema possono scriversi

$$K_B = m \omega_B^2 \quad K_T = I_p \omega_T^2 \quad (15.37)$$

Nel caso del flutter le due frequenze espresse dalle (15.36) coincidono e, tenendo conto che la rigidezza torsionale è quella ridotta per le forze aeroelastiche, si ha:

$$\frac{K_B}{m} = \frac{K_T^*}{I_p} = \frac{K_T - K_T (V/V_d)^2}{I_p}$$

cioè

$$\begin{aligned} \frac{\omega_B^2}{\omega_T^2} - 1 &= - \left(\frac{V_f}{V_d} \right)^2 \\ V_f &= V_d \left(1 - \frac{\omega_B^2}{\omega_T^2} \right)^{1/2} \end{aligned} \quad (15.38)$$

L'espressione (15.38) riguarda una sezione ideale a foglio non realizzabile nella pratica.

Per sezioni di forma diversa sono necessarie prove nella galleria del vento pur esistendo metodi approssimati, quali ad esempio quello proposto da Selberg [15], che si riferiscono a sezioni di forma più tradizionale.

Per i casi più semplici, quale può essere quello di un ponte strallato di luce media, possono applicarsi i criteri cautelativi proposti da [12] che forniscono la seguente espressione approssimata della velocità di flutter:

$$V_f = V_{Rf} \cdot f_T \cdot B \quad (15.39)$$

ove

$$V_{Rf} = 4 \left(1 - \frac{f_B}{f_T} \right) \left(\frac{m \cdot r}{\rho B^3} \right)^{1/2} \geq 2,5 \quad (15.40)$$

r è il raggio di inerzia polare della sezione effettiva nella mezzzeria del ponte = $(I_p/m)^{1/2}$

Tutte le altre grandezze sono quelle già definite in precedenza.

b) *Galloping e stall flutter*

L'instabilità per "galloping" si ha per quelle forme di impalcato che presentino un andamento particolare delle polari e può verificarsi, separatamente, sia per oscillazioni verticali che torsionali. È comunque estremamente complesso, nelle prove in galleria del vento, distinguere questi moti da quelli provocati dal distacco dei vortici.

Per comprendere questo fenomeno si consideri la sezione di figura 15.41 sottoposta ad un vento stazionario orizzontale. Se si imprime un moto alla sezione verso il basso, componendo le due velocità, si trova per il vento una velocità diretta verso l'alto, cioè un angolo di incidenza positivo.

Se la derivata del coefficiente di portanza $dC_l/d\alpha$ è (per questi angoli) negativa, sulla sezione agirà una forza diretta verso il basso che tende ad eccitare il moto ed è opposta alla forza elastica di richiamo.

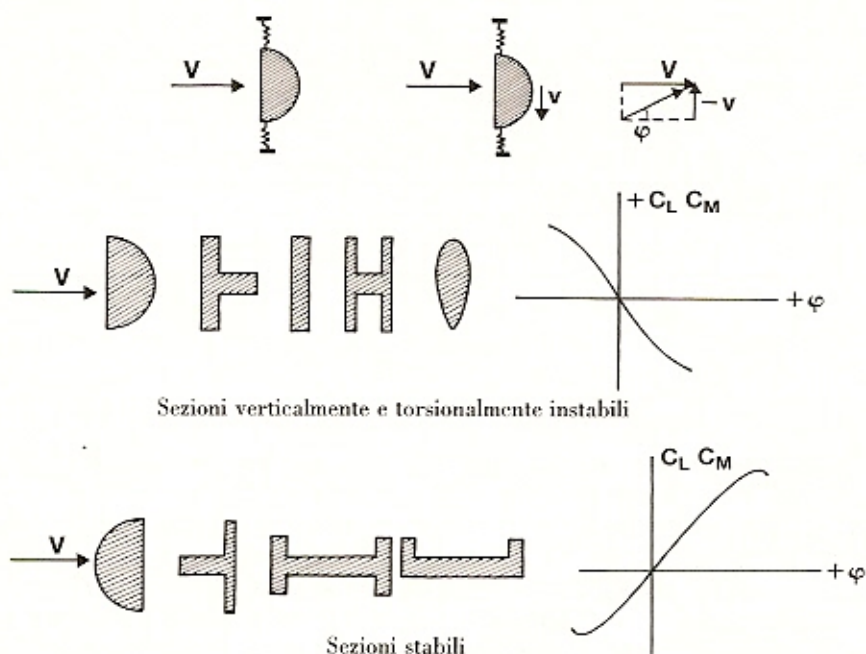


Fig. 15.41 Esempi di sezioni "stabili" ed "instabili".

È evidente che se prevale la forza aeroelastica il moto aumenterà indefinitamente a meno che il gradiente del coefficiente di portanza non cambi segno.

Un fenomeno simile si può avere per il galloping torsionale.

Una indicazione molto conservativa per valutare le velocità critiche del vento per modi di oscillare a un grado di libertà, è contenuta ancora in [12].

I valori si riferiscono a sezioni rettangolari relativamente "tozze", cioè con $B < 4h$, e purché i parapetti e i sicurvia siano contenuti entro certi limiti fissati.

Per le oscillazioni verticali la velocità critica $V_{g,B}$ può essere calcolata come

$$V_{g,B}/f_B \cdot h = V_{Rg} \quad (15.41)$$

ove la velocità critica ridotta V_{Rg} può porsi:

$$V_{Rg} = C_g \cdot \frac{m \cdot v}{\rho h^2} \quad (15.42)$$

con v = smorzamento strutturale = $0,03 \div 0,05$.

C_g = coefficiente di forma che può essere preso uguale a 1 o a 2 a seconda che gli sbalzi di soletta siano inferiori o superiori a $0,4 h$.

Sempre per le sezioni anzidette può calcolarsi la velocità critica per moti divergenti torsionali pari a:

$$V_{g,T}/f_T \cdot h = 12 \quad (15.43)$$

Un problema analogo è quello dello *stall flutter*.

Le forze aerodinamiche (portanza e momento) su una struttura con sezione relativamente piatta crescono in genere progressivamente con l'angolo di incidenza fino ad un certo valore, oltre il quale decadono bruscamente poiché i filetti fluidi si staccano dalla superficie superiore della sezione: si è raggiunto lo "stallo" ben noto ai piloti di aereo.

A questo punto le forze elastiche di richiamo della struttura riducono in modo sostanziale l'angolo di incidenza e le forze aerodinamiche agiscono di nuovo nel modo iniziale.

Questo meccanismo può, in alcuni casi, costituire una fonte di energia per la struttura che può quindi divenire instabile sia per moto verticale che torsionale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] LEONHARDT F., ZELLNER W.: "Cable-stayed Bridges. Canadian Structural Eng. Conference 1970.
- [2] NAVIER C.L.: "Rapport et mémoire sur les ponts suspendus" Librairie des Corps Royaux des Ponts et Chaussées et des Mines, Paris 1923.
- [3] WENK H.T.: "The Strömsund Bridge" Demag News, No. 136, Duisburg 1954.
- [4] LEONHARDT F., ZELLNER W.: "Comparative investigation between suspension bridges and cable-stayed bridges for spans exceeding 600m" IABSE Proceedings vol. 32 Zürich 1972.
- [5] VIRIOGEUX M. et Altri: "Le Projet du Pont Nord de Chalon sur Saone: un pont à haubans de moyenne portée" La Technique Française du Béton Précontraint XI Congresso FIP Hambourg 1990.
- [6] VSL Int. LTD. "VSL Stay cables for cable-stayed bridges" Berna January 1984.
- [7] DSI: "Dywidag-Stay Cable" Pub. della Dywidag Systems International GmbH 11-1988.
- [8] FREYSSINET INT. "Stay Cables" Pub. Bravo Conseil.
- [9] O'CONNOR C. "Design of Bridge Superstructures" John Wiley and Sons, New York 1971.
- [10] SIMIU E., SCANIAN R.H.: "Wind effects on structures: an introduction to wind engineering" John Wiley and Sons, New York 1978.
- [11] WALTHER R., HOUJRIET B., ISLER W., MOIA P.: "Cable stayed bridges" Thomas Telford, London 1988.
- [12] AUTORI VARI: "Bridge Aerodynamics" Thomas Telford, London 1981.
- [13] ITO M., FUJINO Y., MIYATA T., NARITA N.: "Cable-stayed Bridges Recent Developments and their Future" Elsevier-Amsterdam 1991.
- [14] LARSEN A. Editor: "Aerodynamics of Large Bridges", First Int. Symposium on aerodynamics of large Bridges, Copenhagen 1992, Pub. A.A. Balkema.
- [15] SELBERG A.: "Aerodynamic Stability of Suspension Bridges" Memoires AIPC 1957.
- [16] PODOLNY W., SCAIZI J.B.: "Construction and design of cable-stayed bridges" John Wiley and Sons, New York 1976.

16.1 - PREMESSA

L'Italia, come tutti i Paesi industrializzati d'occidente, ha un cospicuo patrimonio di opere d'arte che hanno più di 25-30 anni di età, essendo state costruite nell'immediato dopoguerra o nel periodo di costituzione della rete autostradale, avvenuta negli anni '60.

Questi ponti, che in Italia sono nella quasi totalità dei casi in c.a. o in c.a.p., furono progettati quando ancora non si tenevano in debita considerazione i problemi di durabilità; furono poi spesso costruiti in modo affrettato e con la convinzione che il calcestruzzo fosse eterno; sono stati infine lasciati in servizio senza che, salvo eccezioni, si facesse un'adeguata manutenzione.

La conseguenza di tutto ciò è una domanda drammatica di interventi di ripristino e di riparazioni per riportare la sicurezza delle opere a livelli accettabili.

In altri casi gli interventi sono resi necessari dalle maggiori conoscenze acquisite in questi anni sulla effettiva sismicità delle varie regioni e sul reale comportamento delle opere in fase di sisma: si tratta allora di adeguamento sismico.

Vi sono infine casi di ponti che devono essere adeguati geometricamente per soddisfare nuove esigenze di traffico, quali ad esempio la creazione della terza corsia.

Per poter progettare tutti questi interventi straordinari, la cui spesa nei prossimi anni è prevista uguale o superiore a quella per le nuove costruzioni, è indispensabile avere precise informazioni sullo stato effettivo dell'opera su cui intervenire: da qui la grande importanza delle tecniche diagnostiche che si stanno sempre più affinando ed estendendo.

In questo capitolo si fornirà un quadro sintetico delle prove più utilizzate per la diagnostica dei ponti in calcestruzzo, rimandando a testi specializzati per quello che riguarda i ponti in muratura, generalmente di piccola luce o di interesse monumentale e quindi fuori dallo scopo di questo testo, e per quello che riguarda i ponti di acciaio. (Per questi ultimi si segnalano i manuali editi negli USA dalla FHWA quali, ad esempio, [1].)

Poiché, comunque, gli strumenti di indagine presuppongono la conoscenza degli scenari di danno più frequenti, si procede dapprima ad una breve rassegna delle patologie più comuni dei ponti in calcestruzzo.

16.2 - DURABILITÀ E FATTORI DI RISCHIO

16.2.1 - Le fasi del degrado di un ponte

Un ponte, come tutti i manufatti dell'uomo, è destinato a degradarsi in tempi più o meno brevi a seconda della sua **durabilità**, la quale può essere definita come la capacità di una struttura di mantenere inalterate nel tempo le prestazioni originarie.

Questa capacità è garantita inizialmente da una corretta progettazione e da una buona costruzione; viene poi assicurata nel tempo da una manutenzione costante ed efficiente, tanto più necessaria quanto più è a rischio l'ambiente in cui si trova il ponte.

La scarsa manutenzione porta, in tempi più o meno lunghi, a danni strutturali secondo la progressione illustrata in figura 16.1 ove sono indicati schematicamente anche gli effetti degli altri fattori di rischio, quali gli errori di progettazione e di costruzione, il degrado ambientale e gli eventi eccezionali disastrosi.

16.2.2 - Errori di progettazione

I più frequenti errori di progettazione sono da imputare allo scarso rilievo dato da alcuni progettisti agli effetti prodotti da:

- a) forze concentrate;
- b) effetti locali dei carichi accidentali (in particolare per quello che riguarda gli effetti dinamici e la fatica);
- c) variazioni termiche (Δt) e ritiro differenziali;
- d) viscosità;

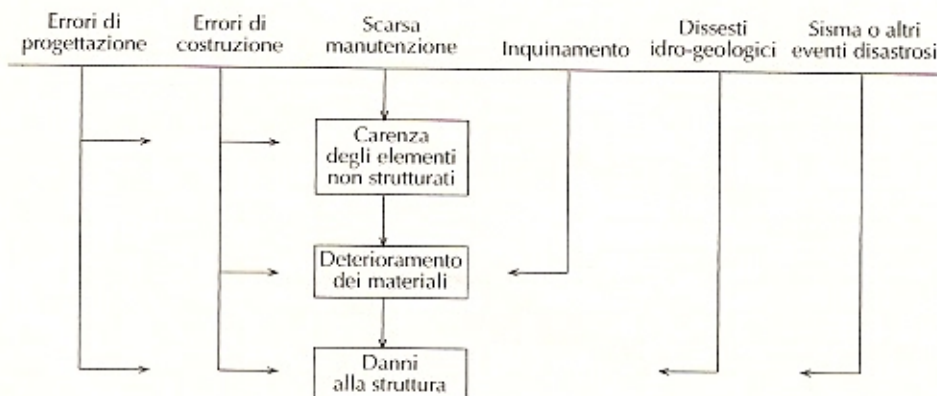


Fig. 16.1 Le principali cause e la progressione dei dissesti nei ponti.

- e) scarsa cura dei particolari costruttivi, strutturali e non;
- f) eventi di natura idraulica (erosione degli alvei, spinte idrodinamiche ecc.);
- g) insufficiente caratterizzazione dei terreni di fondazione.

Molti di questi problemi sono stati trattati nei capitoli precedenti e non verranno qui ripresi.

La diffusione delle forze concentrate dovute alla precompressione o alle reazioni vincolari nelle zone ad esse adiacenti ("D regions") danno sempre origine a tensioni di trazione nel calcestruzzo che, se non adeguatamente assorbite da armature ordinarie, possono portare ai tipici quadri fessurativi indicati in figura 16.2.

La figura 16.3 invece mostra le fessure che si rilevano in alcune pile cave in cui si sia sottostimato il Δt tra interno ed esterno o la differenza di ritiro tra l'elevazione e la fondazione, in genere costruite in tempi diversi e diversamente esposte al sole e al vento.

La scarsa attenzione ad alcuni dettagli costruttivi, apparentemente secondari, può invece portare alla formazione di fessure le quali, pur se prive di rilevanza statica, possono essere causa di un rapido degrado del calcestruzzo e quindi, alla lunga, incidere anche sulla sicurezza dell'opera. La figura 16.4 riporta, a titolo esemplificativo, alcuni di questi casi.

La figura 16.5, infine, mostra come anche la corretta progettazione degli elementi non strutturali, quali ad esempio i pluviali, può risultare importante per la durabilità.

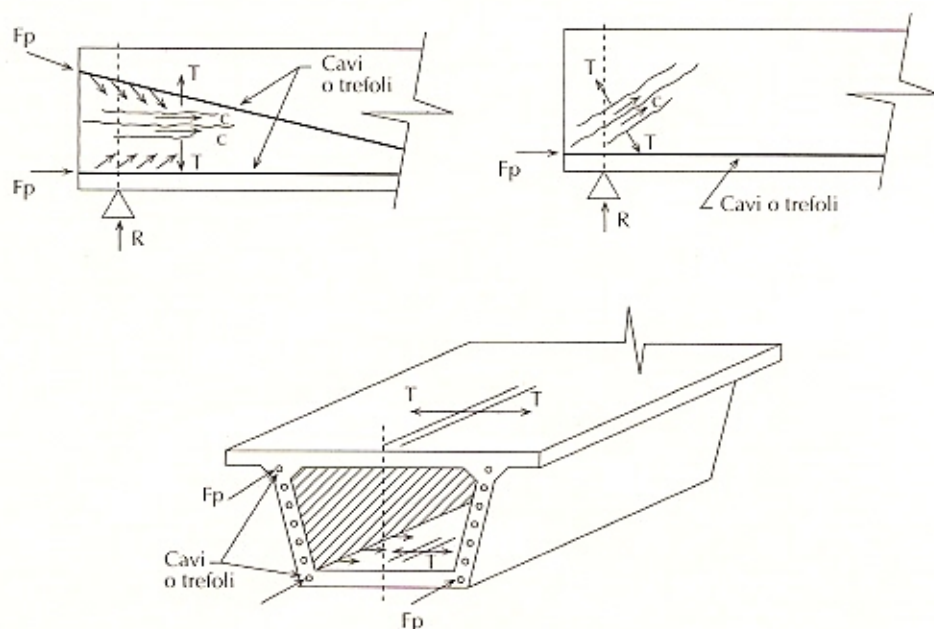


Fig. 16.2 Tipici quadri fessurativi in prossimità di una testata di trave in c.a.p.

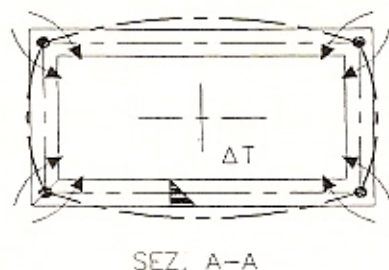
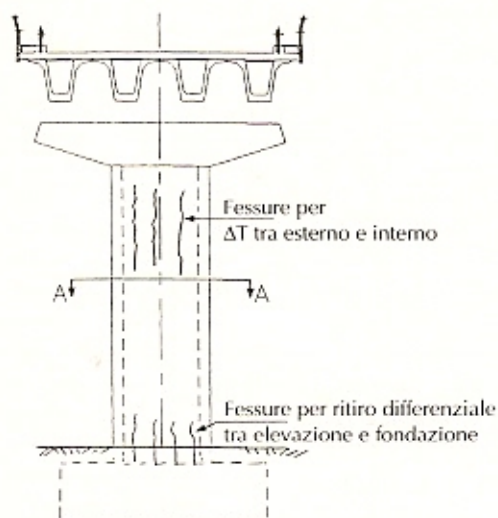
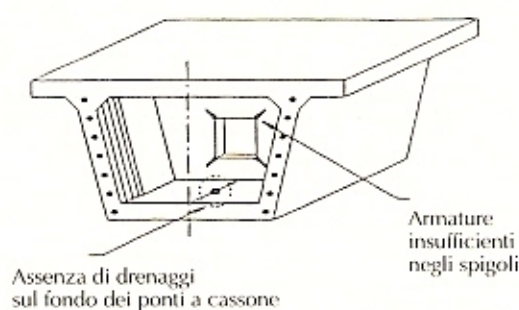
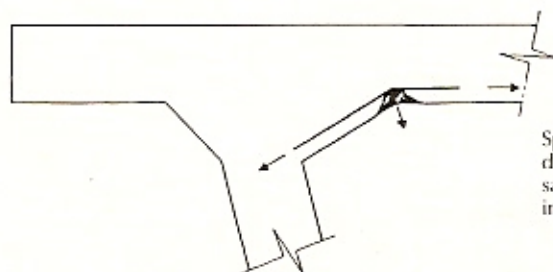


Fig. 16.3 Fessure in pile cave con insufficiente armatura orizzontale.



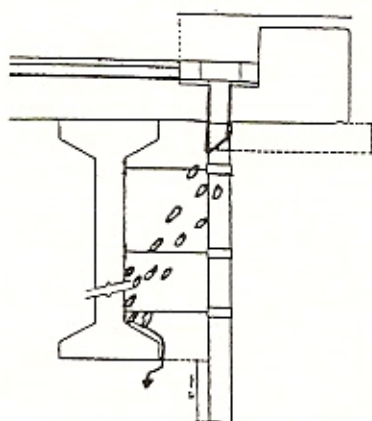
Spinte a vuoto di cavi curvi posti all'intradosso di una travata



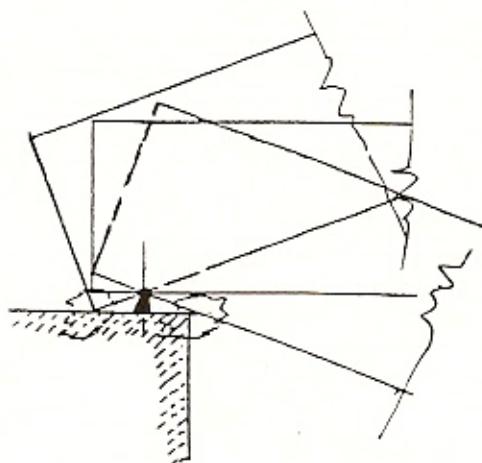
Spinte a vuoto di barre di c.a.o. sagomate in modo errato

Fig. 16.4 Alcuni esempi di danni dovuti a scarsa cura nella progettazione dei particolari costruttivi.

Impermeabilizzazione: *mancante o danneggiata*
 Drenaggio delle acque meteoriche: *insufficiente, occluso*
 Giunti: *danneggiati, non adeguati*
 Appoggi: *invecchiati, non adeguati*



Se il pluviale è corto
 le acque inquinate dell'impalcato
 investono le travi



Se gli appoggi non sono adeguati
 si possono avere danni agli spigoli
 delle travi o della pila

Fig. 16.5 Alcuni esempi di danni dovuti a carenze degli elementi non strutturali.

16.2.3 - Errori di costruzione

Gli errori di costruzione possibili sono, evidentemente, molto numerosi; l'esperienza, tuttavia, mostra che quelli più frequenti sono riconducibili ad una delle operazioni seguenti:

- a) tracciamento;
- b) confezione, getto e maturazione del calcestruzzo;
- c) posizionamento delle armature;
- d) impiego delle casseforme;
- e) tempistica delle fasi costruttive.

Gli errori plano-altimetrici nella geometria del ponte sono dannosi nella misura in cui portano ad una riduzione dei franchi per gli apparecchi di appoggio o ad eccentricità dei carichi non previste; in concreto, però, non sono particolarmente pericolosi poiché risultano evidenti già in fase di costruzione e quindi è possibile porvi rimedio. È comunque molto importante che di essi rimanga una chiara traccia nei documenti del ponte per potere interpretare correttamente i controlli che verranno effettuati successivamente durante la sua vita (v. 16.4).

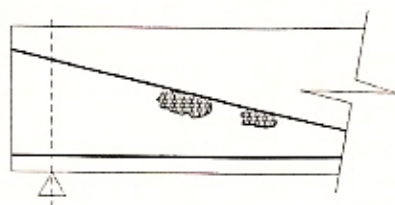


Fig. 16.6 L'anima delle travi troppo sottile e la vibrazione errata possono causare deficienze nel calcestruzzo immediatamente sotto i cavi.

Più frequenti e pericolosi sono gli errori nel confezionamento del calcestruzzo che danno origine ad una serie di patologie, esaminate più avanti, che si possono manifestare anche dopo diversi anni dalla costruzione.

Nella fase di getto è importante evitare la segregazione degli inerti e garantire un perfetto riempimento di tutti gli spazi delle casseforme, evitando zone con calcestruzzo poroso o poco compatto come sono quelle indicate in figura 16.6, abbastanza frequenti in passato.

Attualmente questi rischi sono ridotti dall'impiego di additivi superfluidificanti che conferiscono una lavorabilità molto elevata al calcestruzzo pur con un basso rapporto acqua/cemento.

Particolarmente delicata, nel caso delle solette dei ponti, è la fase di stagionatura che avviene spesso in presenza di vento e con una forte insolazione. Ciò esalta la disuniformità delle ε di ritiro di cui si è parlato al capitolo 3: se il fenomeno si esplica in tempi brevi, per cui il calcestruzzo non ha ancora raggiunto una adeguata resistenza a trazione, si può formare un reticolo di fessure di forma irregolare del tipo "a ragnatela"; altre volte le fessure possono localizzarsi in corrispondenza delle armature, nel qual caso appaiono parallele e regolarmente spaziate.

Queste fessure, in genere, penetrano fino all'altezza del primo strato di armatura e non pongono problemi immediati di perdita di resistenza. Nel tempo però, se la superficie non viene impermeabilizzata, esse costituiscono una via preferenziale per l'attacco delle armature, tanto più pericolosa quanto più l'ambiente esterno è aggressivo.

Per evitare queste fessure da ritiro è indispensabile "curare" il calcestruzzo nei primi giorni di vita tenendolo bagnato e possibilmente coperto.

Gravi problemi, anche questi differiti nel tempo, derivano alle strutture da un errato posizionamento delle armature che spesso, per effetto del peso del getto e della vibrazione, finiscono con il trovarsi troppo vicine alla superficie esterna del calcestruzzo (figura 16.7): le armature si ossidano e si innesca il meccanismo rovinoso illustrato nel paragrafo successivo.

Anche la qualità delle casseforme ha una influenza rilevante sulla durabilità del calcestruzzo. Specie in passato, quando si utilizzavano casseforme in legname, la loro non perfetta tenuta (figura 16.8) provocava la fuoriuscita dell'acqua di impasto e del materiale fino, con conseguente formazione di vespai o di sacche di calcestruzzo poroso.

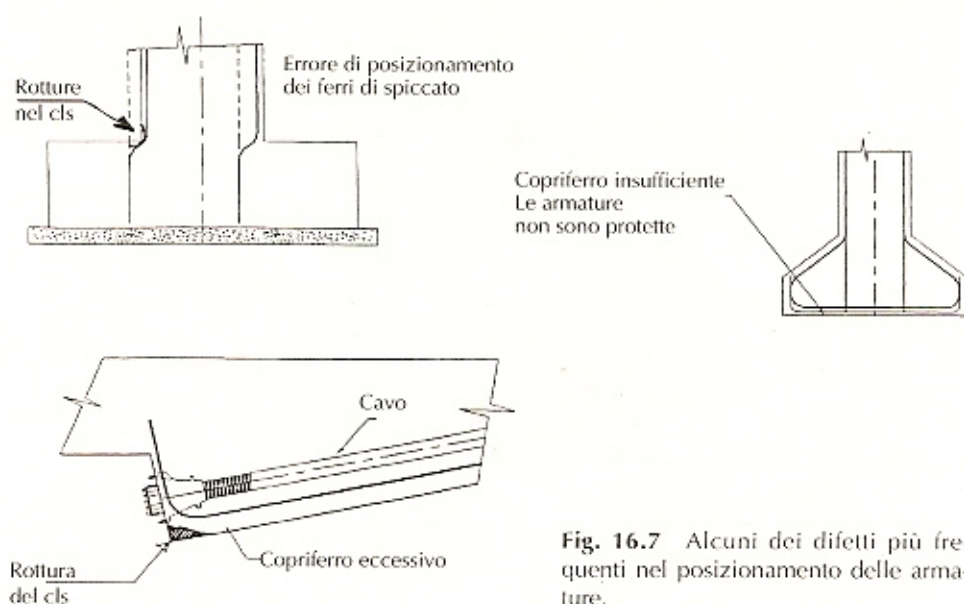


Fig. 16.7 Alcuni dei difetti più frequenti nel posizionamento delle armature.



Fig. 16.8 Danni localizzati in corrispondenza delle giunzioni delle casseforme.

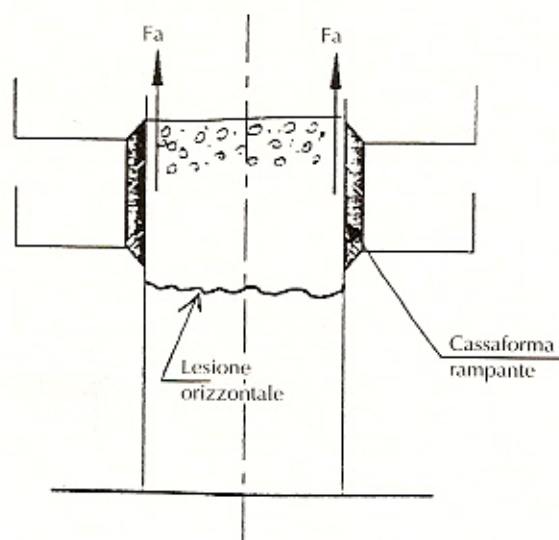


Fig. 16.9 Le forze di adesione F_a sono proporzionali alla resistenza raggiunta del calcestruzzo e, nel caso di ritardato sollevamento delle casseforme, possono raggiungere valori tali da provocare lesioni di trazione.

Una corretta programmazione e il rispetto dei tempi nelle fasi di costruzione, infine, hanno acquistato via via più importanza con il diffondersi dell'impiego degli additivi e con l'uso di attrezzature sempre più sofisticate quali le casseforme rampanti.

La figura 16.9 mostra un tipo di lesione che può riscontrarsi su pile costruite con questa tecnica quando si ritardi troppo il sollevamento della cassaforma: le forze di adesione, che evidentemente crescono nel tempo, possono raggiungere valori tali per cui i martinetti non riescono più a sollevare l'attrezzatura o, se ci riescono, provocano lesioni di trazione nel calcestruzzo sottostante.

16.2.4 - Deficienze di manutenzione

Come già detto, sono la causa principale del degrado dei ponti. Il cattivo funzionamento di elementi non strutturali, quali i pluviali o i giunti, porta al degrado del calcestruzzo in tempi tanto più brevi quanto più le acque meteoriche sono inquinate dai sali antigelo o dallo zolfo presente nei gas di scarico delle auto.

In particolare i giunti non a tenuta fanno sì che queste acque vengano a contatto di parti del ponte molto delicate quali le testate delle travi o gli apparecchi di appoggio (figura 16.10).



Fig. 16.10 I giunti di impalcato difettosi sono causa di gravi danni alle testate delle travi e ai pulvini.

16.2.5 - Fattori ambientali

I principali fattori ambientali che incidono sulla durabilità di un ponte possono essere idrologici, geologici-geotecnici e chimici.

I dissesti provocati dai primi due fattori sono in genere molto gravi in quanto riguardano la stabilità globale dell'opera (figura 16.11). Essi vanno sempre attentamente valutati, anche se il ponte è stato in esercizio per molti anni senza problemi, in quanto possono intervenire modificazioni delle condizioni al contorno (prelievo di materiali, variazione del regime idraulico di un fiume, variazione dei livelli di falda ecc.) che rendono pericolosa una situazione precedentemente stabile.

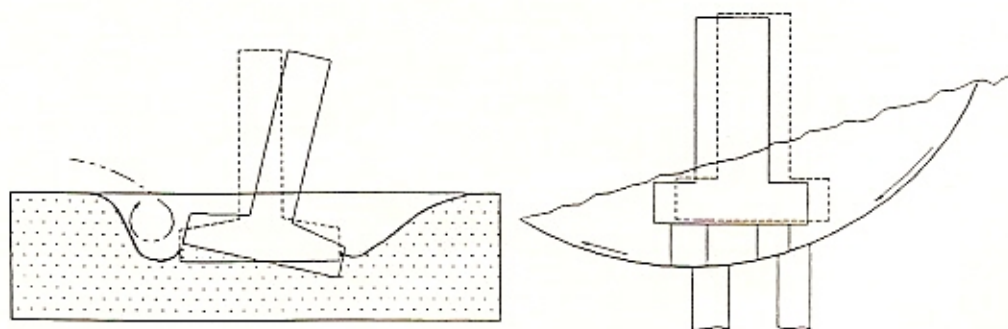


Fig. 16.11 L'erosione del fondo degli alvei e l'instabilità delle pendici sono le principali cause del crollo dei ponti.

L'aggressione chimica, purtroppo, riguarda ormai tutti i ponti, o perché interessati dai sali antigelo o perché collocati in atmosfera inquinata. Essa è una concausa che accelera il danneggiamento di opere che già hanno deficienze proprie e quindi va in qualche modo quantificata per capire, ad esempio, il reale pericolo che deriva da un dato quadro fessurativo rilevato dalle indagini.

Le classi di esposizione riportate nell'EC2 [2] possono essere utili, oltre che in fase di progetto, anche in fase di controllo dell'esistente.

16.2.6 - Eventi eccezionali disastrosi

I più probabili, in Italia, sono gli eventi sismici. L'esperienza acquisita nel corso dei recenti terremoti (si vedano ad esempio [3] e [4]) mostra che in molti casi i danni si localizzano in corrispondenza degli apparecchi di appoggio e alla base delle pile: queste, quindi, dovranno essere le parti da ispezionare con più cura dopo tali eventi.

16.3 - PATOLOGIE DEI PONTI IN CALCESTRUZZO

16.3.1 - Deterioramento del calcestruzzo

Le cause di deterioramento del calcestruzzo possono essere di varia natura, come sintetizzato nella tabella 16.1.

Esaminiamo qui di seguito gli aspetti principali di questi fenomeni, rimandando a testi specializzati, quali [5], [6] o [7], per maggiori informazioni.

Gelo e disgelo

Un calcestruzzo può essere "gelivo" poiché sono tali gli inerti utilizzati per confezionarlo, ovvero, nei casi più frequenti, perché la pasta di cemento che lega gli inerti è porosa.

In questo secondo caso, se i vuoti si riempiono di acqua per più del 91% e questa gela aumentando di volume, si ha lo sgretolamento progressivo del calcestruzzo la cui superficie appare ruvida e con gli inerti in vista.

Tabella 16.1 Cause di deterioramento del calcestruzzo.

<i>Fisiche</i>	—	[	Gelo e disgelo	Inerti Pasta
<i>Chimiche</i>	—	[	Reazione alcali-aggregati Attacco dei solfati Aggressione acidi Carbonatazione	
<i>Meccaniche</i>	—	[	Erosione	

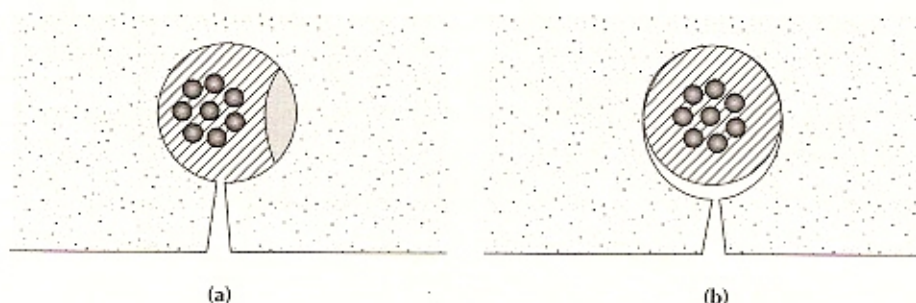


Fig. 16.12 Possibili lesioni lungo i cavi da c.a.p.

- a) L'acqua penetra nel cavo non perfettamente iniettato e, gelando, provoca la lesione per trazione.
b) La cattiva vibrazione e l'assestamento plastico del calcestruzzo creano un vuoto al disotto del cavo.

Si ha una progressiva riduzione della sezione e, qualora siano presenti armature, l'esposizione delle stesse con le ovvie conseguenze.

Attualmente questi rischi sono ridotti dall'uso di additivi areanti che creano nella pasta una serie di bollicine di aria, non comunicanti tra loro, che fungono da camera di espansione per l'eventuale acqua di infiltrazione.

Altro caso di danneggiamento dovuto al gelo può aversi lungo cavi di pre-compressione post-tesi non perfettamente iniettati e che si riempiano di acqua (figura 16.12).

Reazione alcali-aggregati

Questa reazione è molto dannosa; si verifica quando si utilizzano inerti reattivi, in genere a causa della silice, che reagiscono con gli alcali, sempre presenti nella pasta di cemento.

Si ha un aumento di volume del calcestruzzo con la formazione di fessure "a ragnatela" che portano alla disintegrazione dell'elemento nell'arco di qualche anno senza possibilità di intervento.

Attacco dei solfati

Avviene quando il calcestruzzo viene a contatto con acque o terreni particolarmente ricchi di ioni SO_4 (rispettivamente maggiore di $150 \div 1500$ ppm o dello $0,1 \div 0,2\%$).

Il calcestruzzo si sgretola e perde totalmente la sua resistenza meccanica.

Questo fenomeno si rileva con una certa frequenza in corrispondenza dei drenaggi di muri di sostegno a contatto di terreni ricchi di zolfo.

Carbonatazione

È di gran lunga la reazione chimica più importante perché avviene sempre e perché si esplica in tempi molto lunghi, potendo minare quindi la resistenza di strutture in esercizio da decenni.

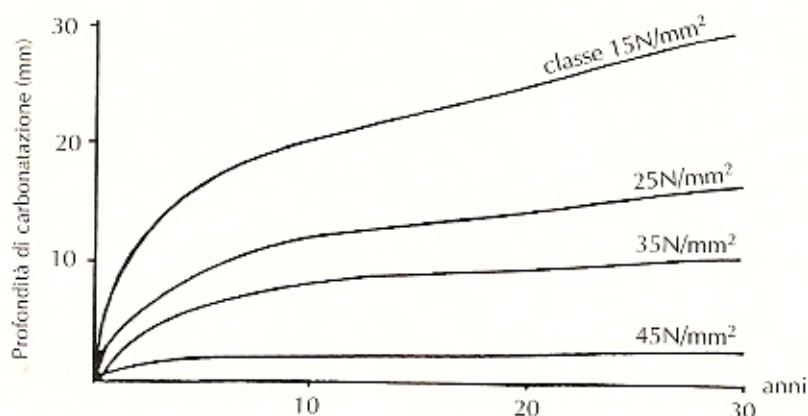


Fig. 16.13 Influenza della classe del calcestruzzo sulla profondità di carbonatazione.

Quando l'acqua e l'anidride carbonica (CO_2) possono penetrare nella massa di un calcestruzzo troppo poroso, reagiscono con l'idrossido di calcio che è uno dei prodotti della complessa reazione di presa del cemento.

Si ha allora la formazione di carbonato di calcio (da cui il termine carbonatazione) su uno strato superficiale di spessore via via crescente nel tempo in funzione della porosità.

In questo strato si ha una forte riduzione della basicità del calcestruzzo, cioè del suo pH, che scende dal valore ordinario di circa $12 \div 13$ a $7 \div 8$: cessa quindi la protezione delle eventuali armature presenti nello strato carbonatato le quali possono corrodersi secondo i meccanismi illustrati nel paragrafo successivo.

Va comunque sottolineato che *le caratteristiche meccaniche di questo strato non decadono* ma anzi si ha un aumento della durezza superficiale.

La carbonatazione procede nel tempo secondo una progressione media illustrata in figura 16.13. Va comunque evidenziato che alcuni Autori sostengono che non si raggiunge mai un asintoto e che in molti casi si sono rilevate profondità di carbonatazione molto maggiori di quelle indicate nel diagramma [8].

Abrasione

L'erosione meccanica del calcestruzzo può verificarsi in pile o fondazioni collocate in torrenti con forte trasporto solido, come già detto al capitolo 1, paragrafo 2 cui si rimanda.

16.3.2 - Corrosione delle armature

Una barra di armatura inglobata nel calcestruzzo può corrodersi o no a seconda di dove si colloca nel diagramma di Pourbaix riportato in figura 16.14.

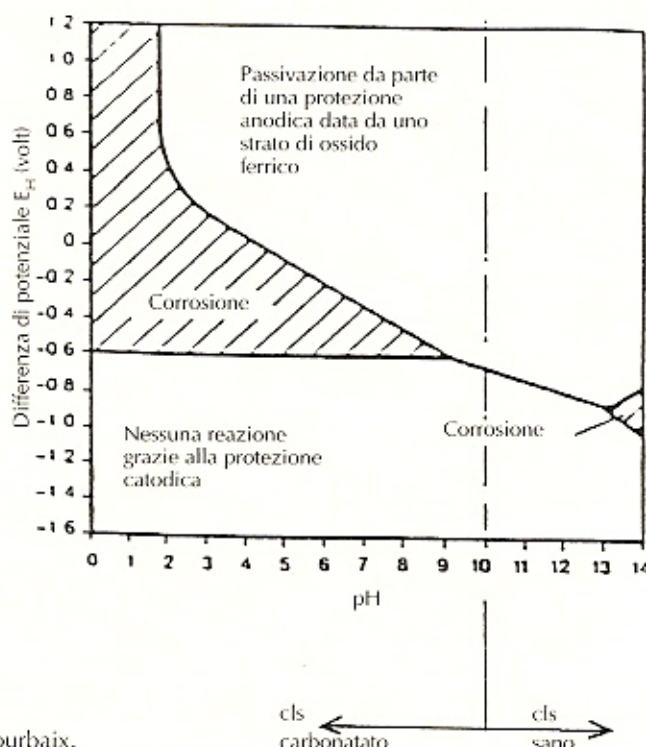


Fig. 16.14 Diagramma di Pourbaix.

La differenza di potenziale tra l'armatura ed il cls circostante, riportata in ordinata del diagramma, è legata alla presenza di umidità e di eventuali sostanze inquinanti, quali ad esempio gli ioni cloro dei sali antigelo.

Come si vede dal diagramma di Pourbaix una barra immersa in un calcestruzzo non carbonatato, cioè con il pH superiore a 10, è naturalmente protetta e non può corrodarsi.

Viceversa un'armatura posta in uno strato carbonatato con pH di $6 \div 8$ può (non necessariamente *deve*) corrodarsi se ΔV è di $200 \div 400$ mV.

Se ciò accade si ha la formazione di uno strato di ossido con forte aumento di volume della barra che dapprima forma una lesione nel calcestruzzo e poi lo espelle completamente ("spalling" di figura 16.15).

L'innesco dei fenomeni di corrosione può anche avvenire perché la barra viene direttamente a contatto con l'atmosfera esterna attraverso fessure dovute al ritiro o ad altre cause, a prescindere quindi dalla carbonatazione del calcestruzzo.

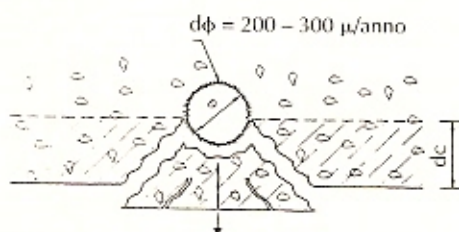
Il diagramma di Pourbaix mostra anche come, creando artificialmente un ΔV superiore a 600 mV e cioè operando la protezione catodica delle armature, si inibisce comunque qualsiasi processo di corrosione. Ciò è stato fatto per le solette di alcuni ponti posti in ambienti particolarmente aggressivi (v. ad es. [9]).



d_c è minore del copriferro.
La barra è protetta (a meno di fessure che mettano direttamente in contatto la barra con l'atmosfera).



d_c supera il copriferro.
La barra inizia a ossidarsi.
Si forma una lesione lungo il ferro.



Il processo di corrosione progredisce.
Si ha l'espulsione del copriferro (spalling).

Fig. 16.15 La corrosione delle armature nel c.a.

16.4 - SISTEMA ISPETTIVO

La vita di un ponte dovrebbe essere seguita costantemente fino alla sua "morte" che può essere naturale, cioè determinata da fattori economici, oppure provocata da eventi eccezionali, quali il sisma, atti di sabotaggio ecc.

La figura 16.16 riporta lo schema di una corretta gestione di un'opera d'arte. In essa si vede l'importanza essenziale che ha la banca dati che deve raccogliere tutta la "storia" del ponte, a partire dai disegni del "come costruito", ("as built"), che spesso differiscono da quelli del progetto costruttivo per particolari influenti dal punto di vista statico ma importanti per la manutenzione: quattro barre di 14 mm di diametro hanno la stessa area di 3 barre del 16 ma evidentemente hanno un diverso interasse.

Le ispezioni ordinarie sono essenzialmente visive e quindi richiedono l'addestramento del personale ad esse preposto, il quale dovrebbe disporre di manuali ([10], [11]) o di schede (v. ad es. [12]) che lo aiutino a rendere le sue osservazioni le più obiettive possibili.

In questi casi è importante conoscere le patologie più frequenti delle opere che si ispezionano e le loro eventuali "parentele rischiose", cioè il comportamento di opere simili per essere state costruite con la stessa tecnica, dalla stessa impresa ecc.

Le ispezioni straordinarie sono sempre anche strumentali, e nel seguito si dà un cenno di questa diagnostica.

Non si tratteranno invece tutte quelle tecniche decisionali, spesso basate sull'uso dell'intelligenza artificiale [13], che consentono di valutare la conve-

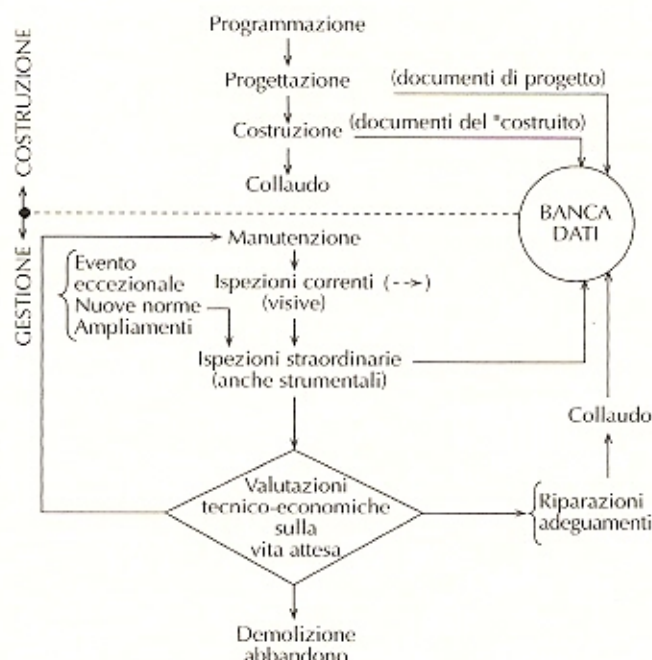


Fig. 16.16 La vita di un ponte.

nienza di un determinato intervento e che quindi portano, quando si raggiungono certe condizioni, a far decretare la fine dell'opera.

16.5 - DIAGNOSTICA

16.5.1 - Classificazione delle prove

Le prove si dividono in: distruttive (D), moderatamente distruttive (MD) e non distruttive (ND) a seconda dell'entità del danno che la loro esecuzione provoca sulla struttura.

Un'altra possibile classificazione si riferisce all'oggetto delle prove, che può riguardare:

- a) il materiale;
- b) lo stato tensionale di un elemento;
- c) lo stato generale del ponte.

Tutti i controlli possono essere fatti in occasioni particolari su strutture esistenti (diagnostica) ovvero essere protratti nel tempo, eventualmente per tutta la vita del ponte, nel qual caso si parla di monitoraggio.

Il monitoraggio permanente è ormai richiesto su tutti i nuovi ponti di particolare importanza (per le luci, per lo schema statico, per la collocazione strategica ecc.).

16.5.2 - Controlli sui calcestruzzi

Le informazioni più complete su un calcestruzzo in opera si possono avere con il *carotaggio*, cioè con una prova D. Per questo motivo queste prove vengono eseguite in numero limitato, quanto basta per tarare tutte le prove ND di cui si parlerà più avanti e che forniscono, in genere, risultati più qualitativi che quantitativi.

Normalmente si estraggono carote di 100 mm di diametro che consentono di eseguire prove in laboratorio volte a misurare:

- lo spessore dell'elemento carotato (nel caso di pareti molto spesse, la carota può non essere passante);
- il peso di volume del calcestruzzo;
- la curva σ - ϵ e quindi i moduli elastici [14];
- la tensione di rottura a compressione σ_c , in casi speciali, quella a trazione;
- la profondità di carbonatazione;
- gli ioni cloro o altri inquinanti presenti;
- la quantità e la qualità del cemento utilizzato; questa prova è però molto complessa e costosa e viene in genere richiesta solo in casi di grave contenzioso.

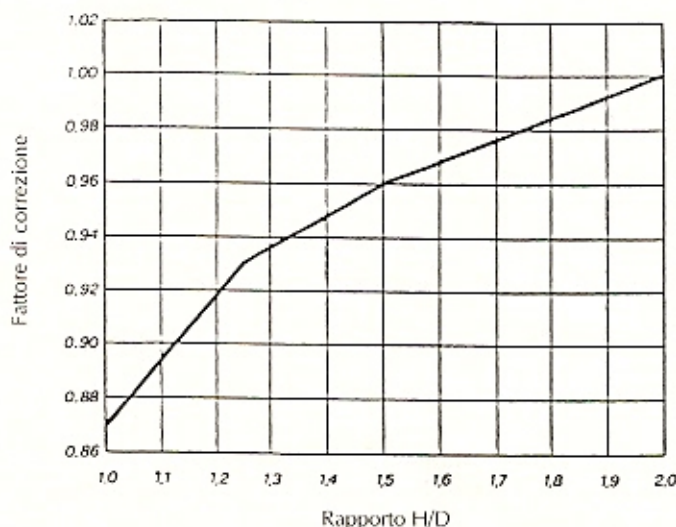


Fig. 16.17 Fattore di correzione della resistenza a compressione ricavata da carote aventi altezza H diversa da 2 volte al diametro D (ASTM standard).

Per le prove a schiacciamento è necessario che le facce della carota siano rese perfettamente parallele altrimenti si ottengono resistenze inferiori a quelle reali. Quando il rapporto altezza/diametro del cilindro sia diverso da quello standard di 2 devono applicarsi fattori di correzione (figura 16.17).

La profondità di carbonatazione può essere rilevata molto semplicemente immergendo la carota in una soluzione di fenolftaleina che provoca una colorazione rossa del calcestruzzo basico, cioè non alterato, mentre lo strato carbonato rimane incolore.

Un'alternativa che si sta attualmente approfondendo è quella del micro-carotaggio (MD), cioè del prelievo di carote di soli 30 mm di diametro, sulle quali però risulta difficile eseguire prove di schiacciamento.

Una prova MD relativamente facile è quella del *pull out*, che consiste nel misurare la forza necessaria ad estrarre un inserto metallico opportunamente ancorato nel calcestruzzo [15] il quale si rompe secondo una superficie conica (figura 16.18).

Quella che si misura è in realtà la resistenza a trazione del calcestruzzo; la rigorosa standardizzazione e le molte prove di laboratorio permettono di risalire alla resistenza a compressione, ma rimangono comunque ampi margini di incertezza per cui i risultati vanno utilizzati principalmente per comparazioni o per informazioni qualitative.

Simile alla precedente, ma ND, è la prova *Windsor*, che consiste nello "sparare" un chiodo nel calcestruzzo e nel misurare la sua profondità di infissione: da questa si risale, sempre con opportune curve di correlazione, alla resistenza del calcestruzzo.

Quella che si misura, quindi, è la durezza superficiale, la quale è rilevabile anche con un'altra prova ND molto diffusa che utilizza lo *sclerometro o martello di Smith*.

In questo caso si misura il rimbalzo di una massa battente sulla superficie di calcestruzzo; come in tutte le prove precedenti è indispensabile che si seguano procedure rigorosamente standard [16].

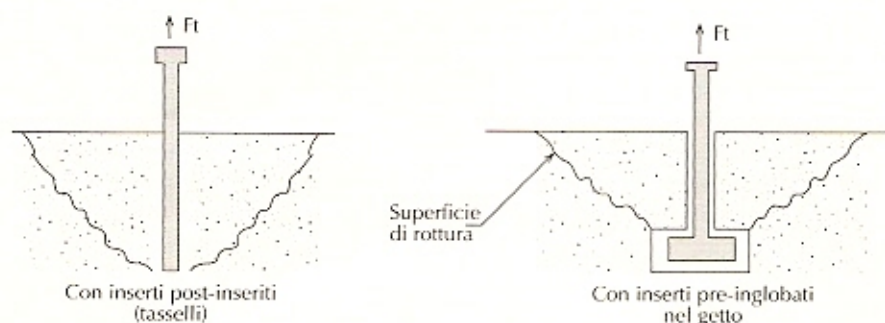


Fig. 16.18 Prova di "pull-out".

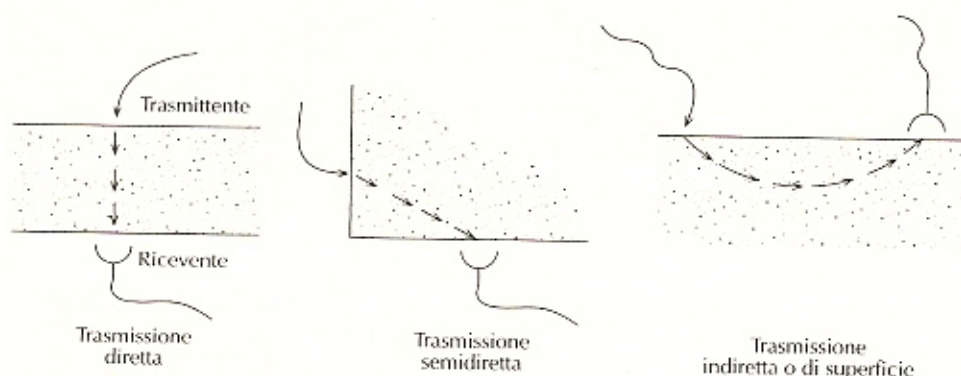


Fig. 16.19 Misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni.

Poiché la carbonatazione fa aumentare la durezza superficiale, queste prove tendono a sopravvalutare la resistenza del calcestruzzo e quindi è consigliabile utilizzarle insieme agli ultrasuoni i cui risultati vengono influenzati dalla carbonatazione in senso opposto.

Molto diffuse sono anche le prove ND basate sulla misura della velocità di propagazione nel calcestruzzo di onde ad alta frequenza (compresa tra 20 e 200 kHz), cioè *ultrasuoni* [17], o a frequenza percepibile dall'udito, nel qual caso si parla di *metodi sonici*.

Poiché la velocità di propagazione di queste onde dipende fortemente dalla densità del mezzo, si hanno indirettamente informazioni sulle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

Per misurare la velocità di propagazione degli ultrasuoni in uno dei modi indicati in figura 16.19 è necessario rilevare tempi dell'ordine di 10^{-4} sec (in un calcestruzzo medio v è di circa 4000 m/sec) e quindi sono indispensabili attrezzature molto precise e personale altamente specializzato.

Un esempio molto diffuso di misura diretta delle velocità degli ultrasuoni si ha nel cosiddetto "carotaggio sonico" dei pali.

Lasciando due o più tubi nei pali è possibile calarvi gli equipaggi trasmettente e ricevente che forniscono indicazioni sulla integrità delle sezioni del palo alle varie quote (figura 16.20).

Più lente sono le velocità di propagazione delle onde sonore, che possono essere utilizzate per evidenziare eventuali difetti nelle solette dei ponti o nei pali di fondazione misurando il tempo che intercorre tra l'emissione di un impulso ed il ricevimento dell'eco riflessa da una superficie di discontinuità (figura 16.21).

La presenza di difetti all'interno della massa di calcestruzzo può essere evidenziata anche con le *onde radar*: l'analisi del segnale riflesso può servire a questo scopo.

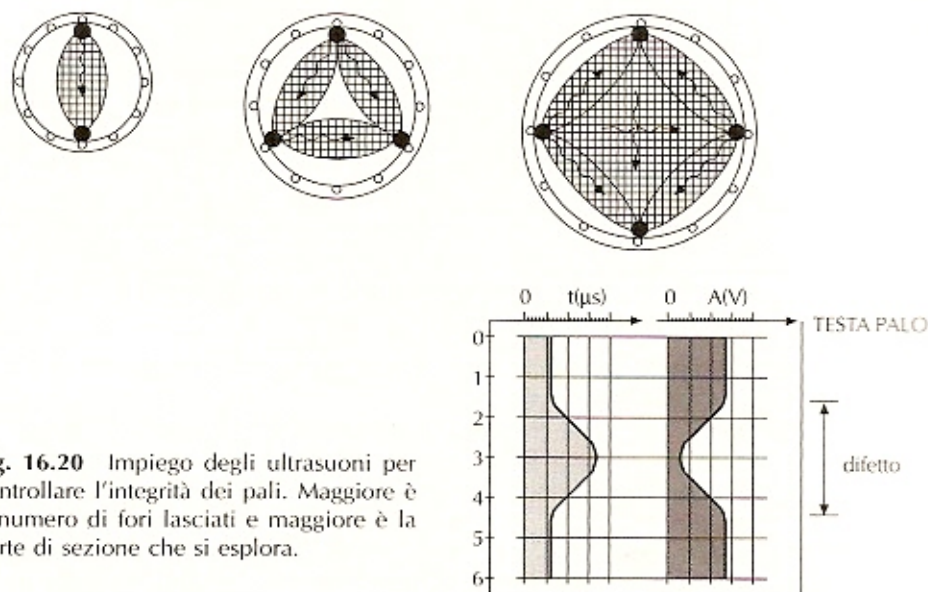


Fig. 16.20 Impiego degli ultrasuoni per controllare l'integrità dei pali. Maggiore è il numero di fori lasciati e maggiore è la parte di sezione che si esplora.

L'utilizzo di un radar installato su un furgone che cammina sul ponte consente l'ispezione della soletta in c.a. senza arrecare disturbo al traffico, anche se la presenza della pavimentazione bituminosa e della eventuale impermeabilizzazione rende difficile l'analisi del segnale.

Per lo stesso scopo può servire la *termografia* che consiste nel definire le temperature in vari punti della soletta utilizzando fotografie a raggi infrarossi.

La presenza di difetti o cavità nel calcestruzzo porta in genere ad un aumento dell'umidità in quelle zone e quindi a temperature diverse, specie nelle ore del giorno in cui la temperatura esterna varia più rapidamente.

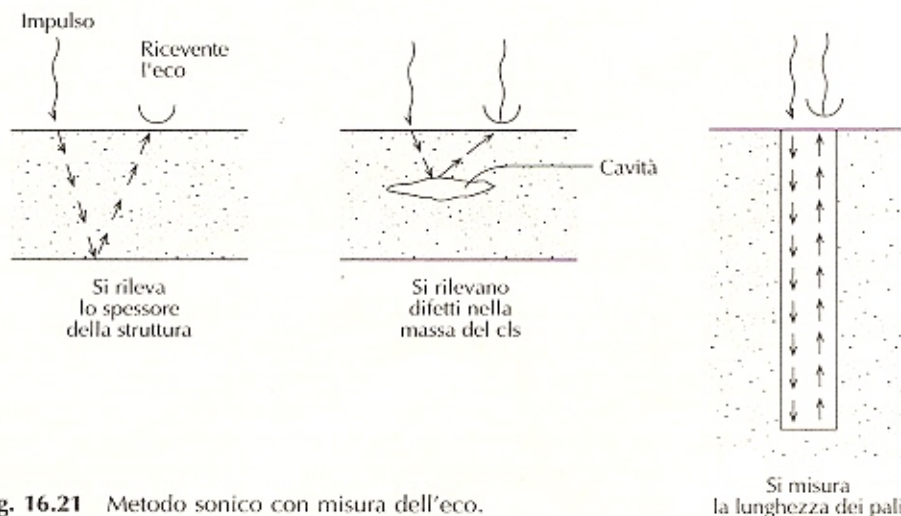


Fig. 16.21 Metodo sonico con misura dell'eco.

16.5.3 - Controlli sugli acciai

I controlli sulle barre di armatura ordinaria e, principalmente, sugli acciai da precompresso sono volti ad accertarne lo stato di conservazione, cioè la presenza di fenomeni di corrosione.

A questo scopo la *radioscopia* con utilizzo di raggi γ o x è certamente il mezzo più efficace.

Purtroppo questa prova ND richiede l'emissione di forti quantitativi di raggi per penetrare nel calcestruzzo e quindi la preventiva autorizzazione delle Autorità sanitarie nonché importanti opere di schermatura. Non può quindi essere considerata una prova di routine.

Molto più diffuse e semplici, anche se meno significative, sono le prove basate sulla *misura del campo magnetico*.

Il cosiddetto *pacometro* è uno strumento che si basa appunto sulla variazione di detto campo causata dalla presenza delle armature, consentendo di individuare con precisione la posizione di cavi o barre all'interno del calcestruzzo.

Più incerta è invece la sua capacità di individuarne il diametro effettivo, noto il copriferro, o viceversa. Questo strumento è molto utile quando si devono prelevare carote senza danneggiare le armature o quando si debbano eseguire indagini endoscopiche.

Informazioni sicure, ma puntuali, sullo stato di conservazione delle armature si ottengono con l'*endoscopia*, cioè con l'esame visivo diretto dei cavi o delle barre effettuato con una fibra ottica, secondo una tecnica consolidata nella medicina.

Per introdurre l'endoscopio fino al cavo da ispezionare è necessario individuare preliminarmente la posizione con un pacometro, per poi praticare nel calcestruzzo un foro di $3 \div 4$ mm di diametro (si tratta quindi di una prova MD).

Le informazioni che si ottengono non riguardano tutto il cavo ma solo i punti ispezionali. L'esperienza peraltro mostra che se un cavo è stato iniettato male il difetto è presente in modo generalizzato.

Naturalmente l'ispezione puntuale può farsi anche demolendo il calcestruzzo e scoprendo il cavo nei punti in cui il copriferro è minimo: si tratta in questo caso di prova D.

Molto utili, tanto da essere normalizzate in molti Paesi (ad es. [18], [19]), sono le prove *elettrochimiche* che danno una misura della pericolosità dell'ambiente in cui si trovano le armature e quindi, indirettamente, del rischio di corrosione delle stesse.

La prova (figura 16.22) consiste nel misurare con un voltmetro la differenza di potenziale tra le armature (che vanno scoperte in un punto per effettuare il collegamento) ed una mezza pila, generalmente rame e solfato di rame. Se il DV è maggiore di -200 mV la situazione può considerarsi normale; per valori compresi tra -200 e -350 mV la situazione è sospetta mentre per valori minori di -350 mV si hanno forti rischi di corrosione (v. il diagramma di Pourbaix di figura 16.14).

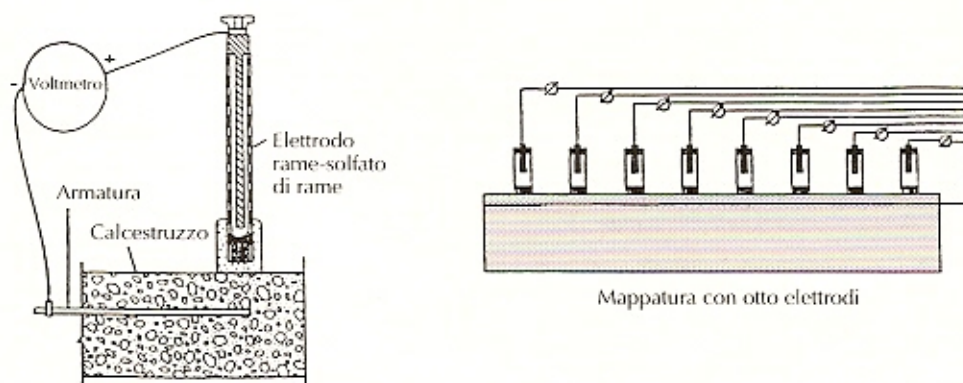


Fig. 16.22 Misura del potenziale delle armature.

Utilizzando una batteria di celle contemporaneamente si può avere una mappa delle zone a rischio.

Una interessante applicazione di questa tecnica, valida per il monitoraggio di nuove opere, prevede l'impiego di un elettrodo avvolto intorno alla barra da tenere sotto osservazione. Questo elettrodo fuoriesce dal calcestruzzo ed è collegato a una mezza pila di argento e cloruro di argento che fornisce informazioni su come si evolve nel tempo l'ambiente intorno all'armatura e quindi sulle probabilità che essa ha di corrodersi.

Eventuali difetti nelle iniezioni dei cavi di precompressione post-tesi, e quindi il rischio di corrosione, possono essere evidenziati con prove *pressiometriche* di tenuta delle guaine. Le procedure standard per queste prove sono fornite da [20]. Oltre alle indagini sopradette, ormai sufficientemente collaudate tanto da potersi considerare di routine, vi sono molte altre prove in corso di validazione, quali quelle *soniche* o quelle *riflettometriche*, basate sull'analisi del segnale riflesso inviato da una testata (che quindi va scoperta) lungo il cavo al fine di rilevarne eventuali difetti (v. ad es. [21]).

16.5.4 - Misura delle tensioni

16.5.4.1 - Richiami di estensimetria

Gli estensimetri sono sensori capaci di rilevare le *variazioni* di ε che si hanno in un materiale a seguito di una variazione di σ .

Risulta quindi che:

- per conoscere la $\Delta\sigma$ corrispondente ad una $\Delta\varepsilon$ misurata bisogna conoscere per altra via il modulo di elasticità del materiale;
- si hanno informazioni solo sulle variazioni di ε (e quindi di sollecitazioni) che avvengono *dopo* aver montato gli estensimetri, i quali non forniscono alcun dato sulle tensioni esistenti prima della loro messa in opera.

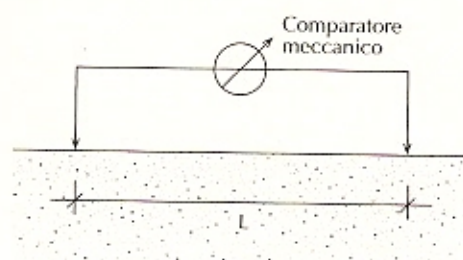


Fig. 16.23 Schema di estensimetro meccanico. La ϵ misurata, pari a $\frac{\Delta L}{L}$, è quella media sulla base L .

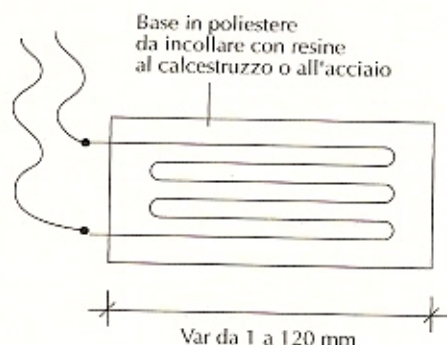


Fig. 16.24 Schema di estensimetro elettrico.

c) è impossibile distinguere tra le ϵ dovute alle tensioni e quelle provocate da altre cause quali ritiro, viscosità, temperatura ecc.

Rimandando ai testi specializzati (si vedano ad esempio [22] e [23] per una trattazione estesa dell'argomento), qui ricordiamo solo che gli estensimetri più usati possono essere classificati come segue.

Estensimetri meccanici: basano il loro funzionamento sulla misura di una distanza con un comparatore meccanico (figura 16.23). Sono molto semplici ma consentono una precisione limitata, tanto maggiore ovviamente quanto maggiore è la base di misura.

Estensimetri elettrici: i più diffusi, specie nelle prove di laboratorio, misurano la variazione di resistenza provocata dalla $\Delta \epsilon$ in un filamento che si trova annegato in una sorta di "francobollo" il quale deve essere perfettamente incollato alla superficie del provino (figura 16.24).

Come in tutte le attrezzature elettriche, quella che si misura è sempre una differenza di potenziale (in genere mV) che richiede spesso un'amplificazione del segnale, specie se la centralina è distante dall'estensimetro.

Questi estensimetri, che ovviamente non sono recuperabili, hanno un costo basso e permettono di leggere ϵ dell'ordine di 10^{-6} ; ne esistono di monodirezionali, bidirezionali o "a rosetta" secondo che forniscano le ϵ in una, due o tre direzioni.

La lunghezza di questi "francobolli" varia da un centimetro a qualche decimetro: poiché l'allungamento unitario rilevato è quello medio sulla lunghezza del francobollo, si preferiscono estensimetri lunghi per materiali più disomogenei, quali il calcestruzzo, mentre quelli più corti si utilizzano in genere per informazioni puntuali su materiali metallici.

Gli estensimetri elettrici, per loro natura, sono sensibili all'umidità ed è difficile evitare fenomeni di deriva dello zero su tempi lunghi, il che rende diffi-

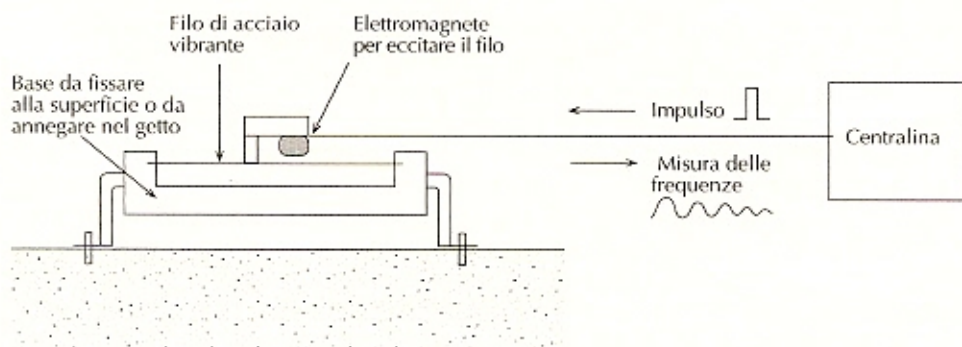


Fig. 16.25 Schema di estensimetro a corda vibrante.

cile il loro impiego in cantiere e per i monitoraggi permanenti, mentre sono ottimi in laboratorio.

Estensimetri induttivi: sono costituiti da un solenoide che scorre in un cilindro facendo variare l'induttanza (rilevata al solito attraverso una misura di potenziale). Sono meno precisi, ma più resistenti, di quelli elettrici e quindi più adatti in cantiere.

Estensimetri a corda vibrante: basano il loro funzionamento sulla variazione della frequenza di vibrazione di un filo di acciaio preteso quando varia la sua lunghezza (figura 16.25).

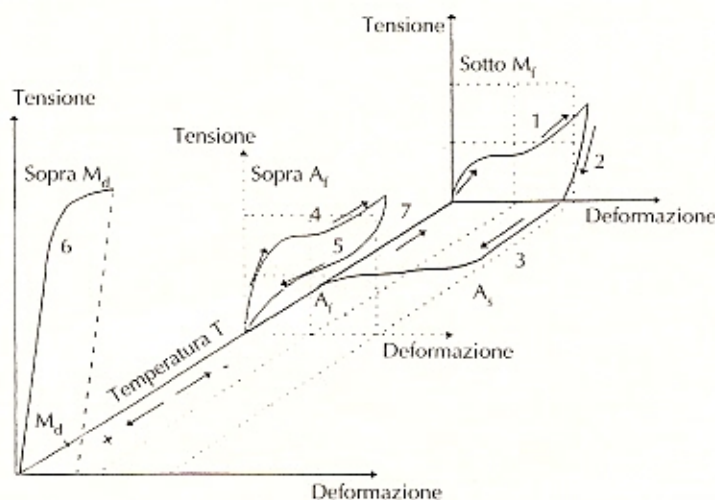


Fig. 16.26 Curve $T-s$ di un materiale con "memoria" fortemente dipendenti dalla temperatura.

Questi estensimetri, sostanzialmente meccanici anche se il segnale che si rileva è sempre in mV, sono i più affidabili per controlli protratti nel tempo, come mostrano molti di questi strumenti in opera da diversi decenni.

Estensimetri fatti di materiali con memoria o "intelligenti": recentemente sono state scoperte leghe di alluminio che hanno il legame costitutivo $\sigma-\epsilon$ fortemente dipendente dalla temperatura, come indicato in figura 16.26. L'interesse per un loro impiego nel campo estensimetrico è evidente, potendosi ad esempio risalire, grazie alla memoria del materiale, al picco di tensione raggiunto durante una qualsiasi storia di carico senza eseguire letture intermedie.

16.5.4.2 - Misura delle tensioni in opere nuove

Quando è possibile disporre gli estensimetri prima che intervengano le azioni esterne, compreso il peso proprio, si riesce a seguire l'evoluzione dello stato di sollecitazione dovuto ai vari carichi che via via intervengono sul ponte.

Poiché si misurano le ϵ , bisogna depurare le letture dagli effetti della temperatura e, per il calcestruzzo, del ritiro.

Per valutare gli effetti termici bisogna sempre disporre, accanto agli estensimetri, sensori (termocoppie o termoresistenze) che rilevino localmente le temperature del materiale, spesso molto diverse da quella dell'aria; il ritiro differenziale invece può essere evidenziato disponendo più estensimetri nello spessore della parete in calcestruzzo, utilizzando all'uopo particolari sensori fatti apposta per essere annegati nel calcestruzzo.

La figura 16.27 riporta, a titolo d'esempio, la posizione degli strumenti lasciati in un ponte ferroviario a cassone durante la sua costruzione.

Qualcosa di simile agli estensimetri sono i *captatori di sforzo nei cavi da c.a.p.*

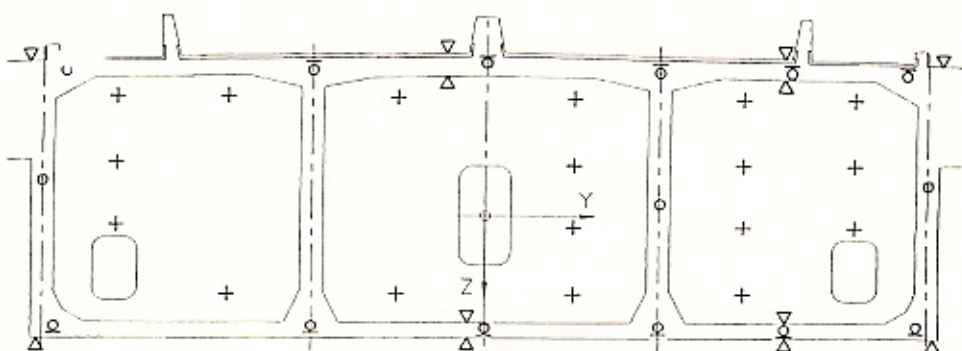


Fig. 16.27 Esempio di sezione strumentata in un ponte ferroviario di grande luce.

▽ Termocoppie per il rilievo delle temperature.

— Estensimetri unidirezionali annegati nel getto - Direzione x.

○ c.s. in direzione y.

+ Estensimetri bidirezionali (y e z), di superficie posti sul trasverso.

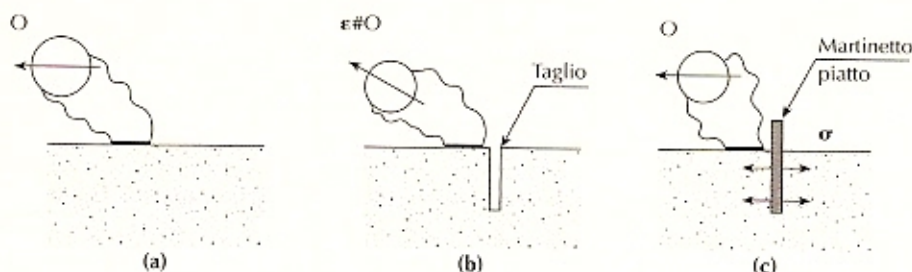


Fig. 16.30 Tensioni di compensazione

a) Si applica l'estensimetro.

b) Si effettua un taglio immediatamente accanto all'estensimetro che indicherà una ϵ diversa da zero.

c) Con un martinetto piatto si fa crescere la pressione fino ad annullare la ϵ .

Questa prova è molto precisa nel caso delle barre di armatura le quali vanno prima scoperte e poi tagliate, con un trauma non sempre accettabile per la struttura; più difficile è il caso dei cavi da c.a.p. formati da fili o trefoli, stante la difficoltà di incollare gli estensimetri sui fili di diametro molto piccolo (3 ÷ 5 mm).

Nel caso del calcestruzzo le difficoltà sono maggiori in quanto bisogna estrarre la carota senza danneggiare l'estensimetro incollato in precedenza al suo centro. Inoltre le ϵ rilasciate comprendono anche quelle dovute al ritiro, impossibili da separare da quelle dovute all'effettivo stato di sollecitazione dell'elemento.

Simili alle precedenti sono le prove basate sulle *tensioni di compensazione*, ideate inizialmente per la meccanica delle rocce, adottate poi per l'analisi delle murature e recentemente, grazie alla messa a punto di seghe e martinetti estremamente sottili, dell'ordine dei millimetri, estese all'indagine su elementi in calcestruzzo (figura 16.30).

16.5.5 - Controlli dello stato generale dell'opera

Controlli globali, volti a mettere in luce possibili anomalie (specie fondazionali) dei ponti, possono effettuarsi con:

- a) rilievi geometrici;
- b) misura delle reazioni;
- c) prove di carico statiche;
- d) prove di identificazione dinamica.

Il *rilievo geometrico* di un ponte, cioè la misura della verticalità delle pile, della distanza esatta degli appoggi, dell'altimetria ecc., può fornire indicazioni utili solo se confrontabile con un rilievo analogo fatto a fine costruzione. In mancanza di ciò è infatti impossibile capire se un difetto geometrico deriva da un semplice errore di tracciamento in fase di costruzione oppure da un qualche dissesto successivo.

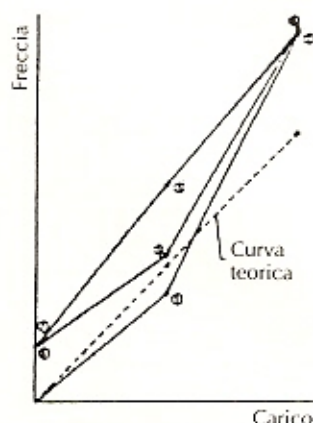


Fig. 16.31 Tipica curva $P\Delta$ per una trave precompressa che si fessura per un certo livello di carico.

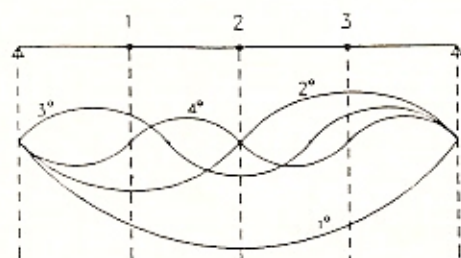


Fig. 16.32 Prove dinamiche. L'analisi del segnale del sensore 2 dà informazione sul 1°, 3°, 5° ... modo. L'analisi della semidifferenza dei segnali dei sensori 1 e 3 dà informazione sul 2°, 6° ... modo. Con soli tre strumenti non si possono avere dati sul 4°, 8° ... modo di vibrare.

Anche la *misura delle reazioni trasmesse dagli apparecchi di appoggio* può, specie se confrontabile con dati precedenti, fornire indicazioni su eventuali anomalie dovute a cedimenti di vincoli o a fenomeni viscosi non previsti.

Queste misure possono essere fatte con l'ausilio di martinetti disposti vicino all'appoggio e azionati fino a provocare lo scarico di questo. Recentemente si hanno in commercio apparecchi di appoggio già predisposti per fornire, in qualsiasi momento, dati sulle forze trasmesse.

Molto più complete ed esaurienti risultano le *prove di carico statiche*, che richiedono però la chiusura del ponte al traffico.

Una marcata non linearità della curva carichi-spostamenti, uno scostamento eccessivo dai risultati teorici attesi o deformazioni residue allo scarico (poiché il ponte ha subito molti cicli di carico durante la sua vita), sono tutti indizi di un qualche "malessere dell'opera" (figura 16.31).

Per evitare limitazioni al traffico si sono diffuse recentemente le *prove dinamiche* che, nella versione più semplice, consistono nel misurare i primi periodi propri di vibrazione, e le relative forme modali, del ponte. L'eccitazione verticale degli impalcati può essere provocata dallo stesso traffico, purché si abbia l'accortezza di analizzare le registrazioni effettuate quando tutti i veicoli sono usciti dal ponte, cioè le registrazioni delle oscillazioni libere [24], [25].

Disponendo più sensori (accelerometri o misuratori di velocità) si può risalire con semplici artifici (figura 16.32) e con una semplice analisi di Fourier ai vari modi di vibrare dell'impalcato.

Va peraltro osservato che, poiché il periodo fondamentale di vibrazione di una trave dipende dalla radice quadrata della sua rigidezza EJ , queste misure

sono meno sensibili di quelle delle prove statiche in cui si rilevano gli abbassamenti, inversamente proporzionali ad E.

Più completi sono i risultati che si ottengono analizzando le prove dinamiche con tecniche di analisi non lineare, per le quali si rimanda a lavori specialistici (v. ad es. [26]).

BIBLIOGRAFIA

- [1] FHWA - FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION: "Improved fabrication and inspection of welded connections in bridge structures" RD-3/006.
- [2] EUROCODICE 2: Parte 1 Regole generali. Capitolo 4.1 Requisiti di durabilità.
- [3] V. rif. n. 15 del capitolo 11.
- [4] PWRI - PUBLIC WORKS RESEARCH INSTITUTE JAPAN: "Proceedings of the first Japan-Italy workshop on seismic design of bridges" Tsukuba, marzo 1995, Tech. Memorandum of PWRI n. 3369.
- [5] ACI-AMERICAN CONCRETE INSTITUTE: "Durability of concrete" Pubbl. SP 47.
- [6] AITEC - ASSOCIAZIONE ITALIANA TECNICO ECONOMICA DEL CEMENTO: "La durabilità delle opere in calcestruzzo" Convegno Padova ott. 1987.
- [7] AITEC: "La durabilità delle opere in cemento armato" Monografia edita a cura dell'Associazione.
- [8] PETRANGELI M.P.: "Diagnosis of p.c. highway bridges in Italy" Int. Conference RI-LEM in cooperazione con IMEKO, Bratislava, sett. 1991.
- [9] PEDEFERRI P.: "Corrosione e protezione di strutture metalliche ed in c.a. negli ambienti naturali" CLUP, Milano, 1987.
- [10] OECD - ORGANIZATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT: "Bridge inspection" Report by Road Research Group, Parigi, 1976.
- [11] AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS: "Manual for maintenance inspection of bridges" Washington, 1983.
- [12] SNCF CONSIGNE GENERALE EF 9 D n. 1: "Surveillance des ouvrages d'art de la SNCF" Version n. 15, febb. 1995.
- [13] THOFF-CHRISTENSEN P.: "Bridge management system. Present and future", in "Recent advances in bridge engineering", Casas J.R., Klaiber F.W., Mari A.R. (Eds.), CIMNE, Barcelona, 1996.
- [14] ENTE NAZIONALE ITALIANO DI UNIFICAZIONE: "Determinazione del modulo di elasticità secante a compressione" UNI 6556-69.
- [15] ENTE NAZIONALE ITALIANO DI UNIFICAZIONE: "Determinazione della forza di estrazione mediante inserti post-inseriti ad espansione geometrica e forzata" UNI 10157.
"Determinazione della forza di estrazione con inserti preinglobati nel getto" UNI 9536.
- [16] ENTE NAZIONALE ITALIANO DI UNIFICAZIONE: "Determinazione dell'indice sclerometrico" UNI 9189.
- [17] ENTE NAZIONALE ITALIANO DI UNIFICAZIONE: "Rilevi microsismici mediante impulsi d'onde vibrazionali ad alta frequenza, in campioni o strutture di calcestruzzo semplice, armato o precompresso" UNI 9524.
- [18] MARQUARDT H., CZESIELSKIE: "Potential mapping of large Bridge Decks" Int. RI-LEM-IMEKO Conference "Diagnosis of Concrete Structures", Bratislava, 1991.

- [19] ANSI/ASTM C 876-80: "Standard test method for half-cell potentials of reinforcing steel in concrete" American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1980.
- [20] DEPARTMENT OF TRANSPORT - UK: "Design manual for roads and bridges" Vol. 3, Sect. 1, Part. 3: *Post tensioned concrete bridges*, BA 50/93.
- [21] DONFERRI M., SANTORI A.G., NAVA G.: "Misure riflettometriche su cavi di pre-compressione" Riv. Autostrade, anno XXXV, n. 2, apr. 1993.
- [22] POPE J.: "Strain Measurement reference book" British Society of strain Measurement, Newcastle 1979.
- [23] HETENY M. (Editor): "Handbook of experimental stress analysis" J. Wiley & sons, New York 1950.
- [24] PETRANGELI M.P.: "L'impiego delle prove dinamiche nella diagnostica dei ponti" Seminario CIAS, Centro Internazionale di Aggiornamento Sperimentale-Scientifico, Merano, apr. 1994.
- [25] CANTIENI R.: "Dynamic behavior of highway bridges" Report 220 dell'EMPA - Laboratorio Federale di Prova dei Materiali e di Ricerca della Svizzera, Dübendorf, 1992.
- [26] BILLINGS S., BRANCALEONI F., TOMLINSON G.R.: "Neural networks involving new signal processing procedures for fault assessment in civil eng. structures" Final Report Contract BRITE-EURAM-526, nov. 1994.

Finito di stampare nel mese di novembre 1996
presso il Centro Grafico Linate di San Donato Milanese (MI)

Il ponte è, da sempre, l'espressione più alta dell'arte del costruire di una civiltà. Per la realizzazione di un ponte moderno è necessaria una somma di competenze che vanno dalla conoscenza approfondita dei materiali e dei mezzi d'opera a quella dei più sofisticati metodi di calcolo.

L'autore, docente della materia presso l'Università "La Sapienza" di Roma dal 1976 e progettista di numerose opere in tutto il mondo, ha cercato in questo testo di fornire una sintesi aggiornata delle conoscenze nel settore, con riguardo sia agli aspetti più propriamente costruttivi che a quelli relativi alla modellazione e al calcolo delle strutture.

Oltre a ciò, stante il gran numero di ponti in esercizio ormai da molti decenni e bisognosi di interventi di manutenzione straordinaria o di adeguamento, il testo fornisce un primo inquadramento dei problemi legati alla patologia e alla diagnostica di tali opere. Questa parte, chiaramente non esaustiva, può costituire un'utile base di partenza per chi voglia approfondire le questioni più legate alla gestione dei ponti.

ISBN 88-405-3274-9



9 788840 532745

L. 66.000